

Rechnerische Dimensionierung von Asphaltstraßen unter Berücksichtigung stündlicher Beanspruchungszustände

Von der
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

von
Axel Walther
geboren am 14.02.1975
aus Braunschweig

Eingereicht am 24. Januar 2014
Disputation am 14. Juli 2014

Berichterstatter Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael P. Wistuba
Prof. Dr.-Ing. Ulf Zander

(2015)

Kurzfassung

Die „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht“ (RDO Asphalt 09) stellen ein alternatives Verfahren für die Dimensionierung von Straßenoberbauten in Asphaltbauweise gegenüber den Bauweisen gemäß den „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen“ (RStO 12) im deutschen Regelwerk dar. Hier werden Beanspruchungszustände im Straßenoberbau berücksichtigt, die aus der Überlagerung von Häufigkeiten aus Verkehr und Temperatur für den geplanten Nutzungszeitraum resultieren.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein erweitertes Berechnungsverfahren umgesetzt, das die Erfassung von Beanspruchungen zu jeder Stunde innerhalb des geplanten Nutzungszeitraumes ermöglicht. Dieses erlaubt neben der verbesserten Erfassung einer Vielzahl von realistischen Lastfällen zusätzlich zu dem im deutschen Regelwerk definierten Ermüdungsnachweis von Asphalt („Bottom-Up-Cracking“) den Ermüdungsnachweis gegenüber der kälteinduzierten Rissbildung von oben („Top-Down-Cracking“, Ermüdung der Asphaltdeckschicht).

Durch Parameterstudien konnte gezeigt werden, dass die Berücksichtigung lokaler Temperaturdaten auf stündlicher Basis im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung von entscheidender Bedeutung ist. Des Weiteren wurde gezeigt, dass bei den im Regelwerk dokumentierten standardisierten Bauweisen mit Asphaltdecke die prognostizierten Temperatureffekte aus der Klimaerwärmung, für den im Rahmen dieser Arbeit betrachteten Nutzungszeitraum, nicht gesondert berücksichtigt werden müssen und dass eine ermüdungsbasierte Rissbildung bei Kälte parallel zur Lasteinleitung aufgrund von Überlagerungseffekten aus mechanogenen und kryogenen Zugspannungen, wenn überhaupt, nur in wenigen Ausnahmefällen nachgewiesen werden kann.

Abstract

The German pavement design guideline (RDO Asphalt 09) provides an alternative method to design pavement structures compared to the standardized superstructures according to RStO 12. Here stresses and strains within the pavement are taken into account, resulting from the superposition of frequencies of traffic and temperature for the design period.

In this thesis an advanced method for the mechanistic pavement design procedure has been introduced that allows the detection of stresses and strains at any hour within the design period. This allows an improved detection of realistic load cases. In addition to the defined procedure of asphalt fatigue resistance ("bottom-up-cracking") within the German regulations a new approach, namely "top-down-cracking" at cold temperatures, is taken into account.

Through parametric studies it was shown that the consideration of local temperature data on an hourly basis is crucial within the mechanistic pavement design procedure. Furthermore, it was shown that effects on the documented standardized asphalt pavement constructions due to global warming do not need to be considered for the time period taken into account in this work and that a fatigue-based cracking at cold temperatures, parallel to the load application by superposition from mechanical and cryogenic tensile stresses, if anything can be detected only in a few exceptional cases.

Vorwort

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Wistuba für seine fördernden Impulse und sein großes Interesse an meiner Arbeit. In der gemeinsamen Zeit am Institut für Straßenwesen wurde er zum freundschaftlichen Wegbegleiter.

Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Ulf Zander für die bereitwillige Übernahme des Zweitgutachtens. Meinem Prüfer Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Renken danke ich für die fachlichen Diskussionen im Rahmen der Arbeit. Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Niemeier gilt mein Dank für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Ich danke der Gerhard und Karin Matthäi Stiftung, die mich im Rahmen eines Stipendiums während der Erstellung dieser Arbeit gefördert hat.

Des Weiteren danke ich allen Kollegen und Kolleginnen am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig für die immerwährende freundschaftliche Arbeitsatmosphäre.

Und nicht zuletzt danke ich meiner Familie.

Meinen Eltern für die fortwährende Unterstützung und Geduld. Insbesondere meinem Vater für die wertvollen und kritischen Beiträge im Rahmen der Erstellung der Druckversion dieser Arbeit.

Meiner Frau Carmen und meinen Kindern Anna und Ben danke ich von ganzem Herzen für ihre unermüdliche Unterstützung, Liebe und Motivation. Hätten sie mir nicht den Rücken freigehalten, wäre meine Arbeit in dieser Form nicht möglich gewesen.

Inhalt

Kurzfassung	II
Abstract	III
Vorwort	IV
Inhalt	V
1 Einleitung	1
1.1 Hintergrund	1
1.2 Ziel	2
1.3 Untersuchungsmethodik.....	2
2 Dimensionierung von Asphaltstraßen	3
2.1 Dimensionierungsmethoden.....	3
2.1.1 Empirische Dimensionierungsmethode	3
2.1.2 Analytische Dimensionierungsmethode	4
2.2 Schadensmodell	7
2.2.1 Rissbildung von unten „Bottom-Up-Cracking“	8
2.2.2 Rissbildung von oben	8
2.2.3 Kälteinduzierte Rissbildung von oben „Top-Down-Cracking“	9
3 Dimensionierungsrelevante Verkehrsbeanspruchung.....	21
3.1 Fahrzeugarten und Fahrzeugklassifizierung	21
3.2 Achslastverteilung des Schwerverkehrs.....	23
3.3 Verkehrsganglinien	24
3.3.1 Allgemeines Vorgehen zur Überführung typisierter Ganglinien in Stundenwerte.....	28
3.3.2 Anwendungsbeispiel zur Überführung typisierter Ganglinien in Stundenwerte	28
4 Dimensionierungsrelevante Beanspruchung durch Witterungsereignisse	30
4.1 Klima.....	30
4.1.1 Globale Erwärmung.....	30
4.1.2 In der Arbeit berücksichtigte Klimaszenarien	32
4.1.3 Das regionale Klimamodell REMO.....	33
4.2 Meteorologische Standardmessgrößen	35
4.2.1 Lufttemperatur	35
4.2.2 Windgeschwindigkeit	36
4.2.3 Luftfeuchtigkeit	36
4.2.4 Solarstrahlung	39
4.3 Wärmehaushalt des Straßenoberbaus.....	42
4.3.1 Strahlungsbilanz	42
4.3.2 Wärmeleitung	45
4.3.3 Untergrundtemperatur	47
4.3.4 Explizites Differenzenverfahren	47
4.3.5 Charakteristische Temperaturganglinien im Asphaltoberbau.....	50
4.3.6 Ermittlung des Temperaturganges auf stündlicher Basis	52
4.4 Wasserhaushalt und Frost	55
4.4.1 Frostsicherer Oberbau.....	55
4.4.2 Tragfähigkeit des Untergrundes und der Schichten ohne Bindemittel	58
5 Dimensionierungsrelevante Material- und Strukturgrößen	60

5.1	Materialparameter	60
5.1.1	Steifigkeit.....	60
5.1.2	Materialermüdung	66
5.1.3	Kälteverhalten.....	72
5.1.4	Querdehnzahl.....	74
5.2	Schichtenverbund.....	76
6	Zeitliche Überlagerung von Beanspruchungszuständen	80
6.1	Umsetzung in eine Programmumgebung	82
6.2	Entwicklung und Validierung eines Mehrschichtenprogramms	86
6.3	Auswirkungen mechanogener und kryogener Zugspannungen auf den Nachweis „Top-Down-Cracking“	91
6.3.1	Ermittlung mechanogener Biegezugspannungen am Beispiel Innsbruck.....	91
6.3.2	Ermittlung kryogener Biegezugspannungen am Beispiel Innsbruck.....	92
6.3.3	Überlagerung von mechanogenen und kryogenen Spannungen.....	93
6.4	Dimensionierungsberechnungen	96
6.4.1	Einganggröße Verkehr	96
6.4.2	Einganggröße Temperatur.....	97
6.4.3	Eingangsgößen, Schichtaufbau und Materialkennwerte	99
6.5	Berechnungsergebnisse „Bottom-Up-Cracking“	103
6.5.1	Berechnungsergebnisse unter Verwendung charakteristischer Temperaturganglinien .	103
6.5.2	Berechnungsergebnisse unter Verwendung stündlicher Temperaturganglinien.....	103
6.6	Berechnungsergebnisse „Top-Down-Cracking“	107
7	Zusammenfassung.....	110
7.1	Ausgangssituation	110
7.2	Ergebnis der Arbeit	111
7.3	Ausblick	112
8	Literatur	114
9	Anhang	123

1 Einleitung

1.1 Hintergrund

Aktuellen Prognosen zur Entwicklung des Straßengüterverkehrs, vom Bundesverband Güterkraftverkehr Logistik und Entsorgung (BGL, 2013), ist eine stetig steigende Zunahme der Transportleistung auf deutschen Straßen zu entnehmen. Demnach wird die Belastung der Straßeninfrastruktur in den kommenden Jahren von derzeit 454,4 Mrd. tkm auf ca. 700 Mrd. tkm im Jahre 2025 ansteigen. Diese zunehmende Verkehrsbeanspruchung stellt eine Herausforderung an den Straßenbau dar.

Mit der Einführung der „Richtlinien für den Straßenoberbau - Standardausführungen“ im Jahr 1975 und den folgenden „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen“ (RStO) werden deutsche Straßenbefestigungen im Regelfall durch diese technischen Regelwerke dimensioniert. Die RStO basieren auf empirischen Erkenntnissen und stellen eine Auswahl bewährter Bauweisen für verschiedene Belastungen in Form eines Kataloges mit möglichen Aufbauten bereit.

Infolge zunehmender verkehrsbedingter Belastungen des Oberbaus wurde die RStO in regelmäßigen Zeitintervallen überarbeitet und den jeweiligen Beanspruchungssituationen angepasst. Mit Einführung der Ausgabe 1986/89 wurden die ursprünglich 5 definierten Bauklassen der RStO 75 und RStO 86 um eine weitere Bauklasse für hochbeanspruchte Straßen erweitert. Die aktuell gültige Ausgabe des Jahres 2012 empfiehlt ab einer Verkehrsbelastung größer als 100 Mio. äquivalenter 10 t-Achsübergänge die Zuhilfenahme rechnerischer Verfahren für die Festlegung des Schichtaufbaus und deren Dicken, wie sie beispielsweise im deutschen Regelwerk „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht“ (RDO Asphalt 09) beschrieben sind.

In Deutschland kommt die rechnerische Dimensionierung im Regelfall im Rahmen von Betreibermodellen bei Öffentlich Privaten Partnerschaften (ÖPP) und bei Funktionsbauverträgen zur Anwendung. Hier sind die Auftragnehmer nicht nur für den Bau, sondern auch für den Erhalt der Strecke für einen Zeitraum von bis zu 30 Jahren vertraglich in der Verantwortung. Aufgrund dieser Sachlage sind die Unternehmen bestrebt, durch innovative Baustoffe gleichwertige Oberbauten gegenüber jenen der RStO zu ermitteln, die sich durch vergleichsweise geringe Instandsetzungszyklen während der Vertragslaufzeit auszeichnen.

Eine realitätsnahe Abschätzung der zu erwartenden Beanspruchungen im geplanten Nutzungszeitraum ist aus diesem Grund eine wesentliche Voraussetzung. Eine hohe lokale Informationsdichte der Eingangsgrößen, wie Verkehr und Temperatur, sowie deren zukünftige Entwicklung erweist sich für die rechnerische Dimensionierung als vorteilhaft gegenüber Annahmen, die auf statistischen Ansätzen beruhen und daher nur ansatzweise die lokalen Gegebenheiten widerspiegeln.

1.2 Ziel

Ziel und Inhalt dieser Arbeit ist die Erstellung eines neuen realitätsnahen Berechnungsverfahrens, das die Erfassung von Beanspruchungen zu jeder Stunde innerhalb des geplanten Nutzungszeitraumes ermöglicht. Dadurch sind Verbesserungen hinsichtlich Genauigkeit der Berechnungsergebnisse und deren Aussagekraft zu erwarten.

Aufgrund der detailgetreuen Abbildung lokaler Temperatur- und Verkehrseinflüsse auf die Beanspruchungszustände im Straßenoberbau, stellt dieses neu entwickelte Verfahren eine Alternative bzw. eine Erweiterung gegenüber des auf Häufigkeiten basierenden Ansatzes zur Abbildung von Temperatur und Verkehr dar, wie er in den „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdecke“ (FGSV, 2009a) umgesetzt ist.

1.3 Untersuchungsmethodik

Im Fokus dieser Arbeit steht die Abbildung des Ermüdungsverhaltens von Straßenbefestigungen in Asphaltbauweise in der rechnerischen Dimensionierung (vgl. 2.1.2). Ergebnis der Dimensionierung ist die Ermüdungsresistenz eingesetzter Asphalte unter Berücksichtigung der theoretisch stetig voranschreitenden Schädigung des Oberbaus durch Einwirkungen aus Verkehr und Temperatur. Dadurch ist es möglich, eine Abschätzung der rechnerischen Nutzungsdauer des Oberbaus zu treffen.

In dieser Arbeit wird dabei unterschieden in:

- Rissbildung von unten (Bottom-Up-Cracking, Ermüdung der Asphalttragschicht) und
- Rissbildung von oben (Top-Down-Cracking, Ermüdung der Asphaltdeckschicht bei Kälte),

wobei überprüft wird, ob die Rissinitiierung an der Oberfläche von Asphaltdecken auf eine Überlagerung von mechanogenen (verkehrslastbedingten) und kältebedingten (kryogenen) Beanspruchungen zurückgeführt werden kann.

Auf der Grundlage langjährig erfasster Zeitreihen von Lufttemperatur, Windgeschwindigkeit, relativer Luftfeuchte und Globalstrahlung des Deutschen Wetter Dienstes DWD und deren zukünftige Projektion aus dem regionalen Klimamodell REMO werden mit Hilfe des Ansatzes der Finiten Differenzen die Temperaturverteilungen (explizites Differenzenverfahren) im Straßenoberbau für jede Stunde der Nutzungsdauer bestimmt. Der so generierte, zeitlich auf die Örtlichkeit abgestimmte Verlauf des Temperaturprofils, liefert über die einzelnen Schichten des Straßenoberbaus eine sehr hohe Informationsdichte. Aufgrund der zeitgenauen Bestimmung der Temperatur im Straßenoberbau ist es möglich, Abkühlungsprozesse bzw. Erwärmungsphasen zu detektieren und hinsichtlich der Auswirkungen auf die Schädigung der Straße zu quantifizieren. Durch die Überlagerung von stundengenauen Temperatur- und Verkehrseignissen im Modell können so auch extreme Belastungsfälle abgebildet werden, die maßgeblich zur Schädigung des Straßenoberbaus beitragen. Bisher konnten solche Extremereignisse in der rechnerischen Dimensionierung nicht berücksichtigt werden.

2 Dimensionierung von Asphaltstraßen

Unter der Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen wird die Festlegung des Schichtenaufbaus und dessen Dicke einer Befestigung verstanden. Verwendung finden ungebundene und gebundene Baustoffe in Abhängigkeit von:

- den jeweiligen Baustoffeigenschaften,
- den zu erwartenden Beanspruchungen aus Klima- und Verkehrsbelastung
- und der Untergrundtragfähigkeit.

Ziel der Dimensionierung ist die Gewährleistung einer dauerhaften und schadlosen Ableitung resultierender Kräfte in den Untergrund. Der Oberbau gilt als ausreichend dick dimensioniert, wenn die auftretenden Beanspruchungen, resultierend aus Verkehr und klimatischen Einflüssen, so im Oberbau und auf der Unterlage verteilt werden, dass es zu keiner Überschreitung definierter Grenzwerte kommt.

Dimensionierungsverfahren sind primär für Neubaumaßnahmen konzipiert. Grundsätzlich kann aber jedes Dimensionierungsverfahren auch für eine bestehende (schadhafte bzw. unterdimensionierte) Befestigung angewandt werden. Der Begriff Dimensionierung umfasst daher auch die Vorgehensweise zur Erneuerung von Fahrbahnbefestigungen. Darüber hinaus werden analytische Dimensionierungsverfahren zunehmend zur Bewertung einer Restnutzungsdauer von Fahrbahnbefestigungen herangezogen. Für eine Befestigung wird dabei zunächst der Schädigungsgrad (Substanzwert) ermittelt und daraus eine noch zu erwartende theoretische Nutzungsdauer abgeschätzt (Wistuba, 2008).

2.1 Dimensionierungsmethoden

2.1.1 Empirische Dimensionierungsmethode

Empirische Dimensionierungsmethoden basieren in der Regel auf Ergebnissen von Versuchsstrecken bzw. -straßen und den dort gewonnenen Erkenntnissen. Im Allgemeinen stützen sich diese Erkenntnisse auf Daten, die durch Beobachtungen erhoben wurden. So ist eine Beziehung zu den gewählten Randbedingungen und den erzielten Ergebnissen gegeben. Aufgrund örtlicher Gegebenheiten und eingesetzter Materialien ist dieser Erkenntnisgewinn nicht allgemein gültig. Bei Berücksichtigung von Umgebungs- und Klimafaktoren, die durch zusätzliche Untersuchungen erhoben werden können, ist die Übertragung der gewonnenen Erkenntnisse auf andere Randbedingungen jedoch möglich (Litzka, 2010).

Um bei Anwendung empirischer Dimensionierungsmethoden bewährte Bauweisen mit definierter Schichtenfolge und –dicke auszuwählen, werden Eingangsgrößen wie Nutzungsdauer, Verkehrsbelastung, Tragfähigkeit der Unterlage und die Frostsicherheit des anstehenden Bodens benötigt.

In vielen Ländern haben sich so Dimensionierungsdiagramme und/oder tabellierte Oberbaukataloge entwickelt, die bis heute zur Anwendung kommen. Eine der bekanntesten internatio-

nen Methoden zur empirischen Dimensionierung ist in den AASHTO Guide for Design of Pavement Structures (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993) definiert. Einen Überblick über Dimensionierungsmethoden in Europa bietet COST 333 (1999).

Eine empirische Dimensionierungsmethode im deutschen Regelwerk stellen die „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen“ (RStO) dar. Grundlage der aktuell gültigen Fassung (RStO 12) ist die zu ermittelnde dimensionierungsrelevante Beanspruchung B, die der Summe gewichteter äquivalenter 10 t-Achsübergänge des Verkehrs im Nutzungszeitraum entspricht. Anhand von B kann die Belastungsklasse ermittelt werden, zu der eine Auswahl an standardisierten Oberbauten (unterschiedlicher Bauweise) zur Verfügung steht. Hierfür bieten die Tafeln 1 bis 3 für Bauweisen mit Asphaltdecke, Betondecke und Pflasterdecke und Tafel 4 für Bauweisen mit vollgebundenem Asphalt- bzw. Betonoberbau eine Auswahl. Abbildung 1 stellt einen Auszug der Tafel 1 der RStO 12 (Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht) dar.








Zeile	Belastungsklasse	Bk100				Bk32				Bk10				Bk3,2				Bk1,8				Bk1,0				Bk0,3				
	B [Mio.]	> 32				> 10 - 32				> 3,2 - 10				> 1,8 - 3,2				> 1,0 - 1,8				> 0,3 - 1,0				≤ 0,3				
	Dicke des frostsich. Oberbaus ¹⁾	55	65	75	85	55	65	75	85	55	65	75	85	45	55	65	75	45	55	65	75	45	55	65	75	35	45	55	65	
1	Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht																													
	Asphaltdecke																													
	Asphalttragschicht	12				12				12				10				4				4				4				
		22				18				14				12				16				14				10				
	Frostschutzschicht	45				45				45				45				45				45				45				
	Dicke der Frostschutzschicht	-	31 ²⁾	41	51	25 ³⁾	35	45	55	29 ⁴⁾	39	49	59	-	33 ²⁾	43	53	25 ³⁾	35	45	55	27	37	47	57	21	31	41	51	

Abbildung 1. Auszug aus Tafel 1, Zeile 1, RStO 12.

Die notwendige Dicke des Oberbaus wird im Allgemeinen durch die zu gewährleistende Tragfähigkeit einzelner Schichten (Anforderung an den E_{V2} -Modul, gem. DIN 18134) und die Frostsicherheit bestimmt und steht im direkten Zusammenhang mit der dimensionierungsrelevanten Beanspruchung B. Die Frostsicherheit mit den einhergehenden frostsicheren Minstdicken des Oberbaus ist dabei vom jeweiligen regionalen Klima und der Frostempfindlichkeit des anstehenden Bodens abhängig. Die dimensionierungsrelevante Beanspruchung B kann auf Grundlage der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärken des Schwerverkehrs $DTV^{(SV)}$ oder durch detaillierte Achslastdaten berechnet werden.

Ein vergleichbares Vorgehen ist beispielsweise in den „Richtlinien und Vorschriften für den Straßenverkehr“ (RVS 03.08.63, 2008) für Österreich und im Katalog für typische Oberbauten mit flexibler und halbstarrer Bauweise (Katalog – „Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podtnych i Pólsztynnych“, 2012) für Polen definiert.

2.1.2 Analytische Dimensionierungsmethode

Analytische Dimensionierungsmethoden basieren ausschließlich auf mechanischen Modellen, die die Wirklichkeit möglichst genau abbilden. Dies wird zum einen durch die Modellierung geometrischer Randbedingungen wie Schichtdicken und deren Abfolge erreicht. Zum anderen

dienen strukturelle Randbedingungen, die das werkstoffspezifische Verhalten und das Tragverhalten der geschichteten Konstruktion beinhalten, sowie äußere Einflussfaktoren wie Verkehr und Temperatur als Eingangsgrößen für die Modellbildung (vgl. Abbildung 2). Im Regelfall liegt den mechanischen Modellen linear-elastisches Materialverhalten zugrunde.

Das Ergebnis der analytischen Dimensionierungsmethode (im weiteren Verlauf der Arbeit als rechnerische Dimensionierung bezeichnet) ist die sogenannte theoretische Nutzungsdauer des definierten Modells. Die theoretische Nutzungsdauer ist dabei die Anzahl an ertragbaren Lastüberrollungen, die zum Schadenseintritt (Makrorissbildung) der Konstruktion führen (Wistuba, 2012). Basierend auf diesen Erkenntnissen ist es möglich, einen Schädigungsgrad der Konstruktion zu jedem Zeitpunkt des Analysezeitraumes abzuleiten und, daraus folgernd, die Restnutzungsdauer abzuschätzen (vgl. Werkmeister et al., 2009). Beispielhaft ist das Ablaufschema einer Dimensionierungsrechnung in Abbildung 2 dargestellt.

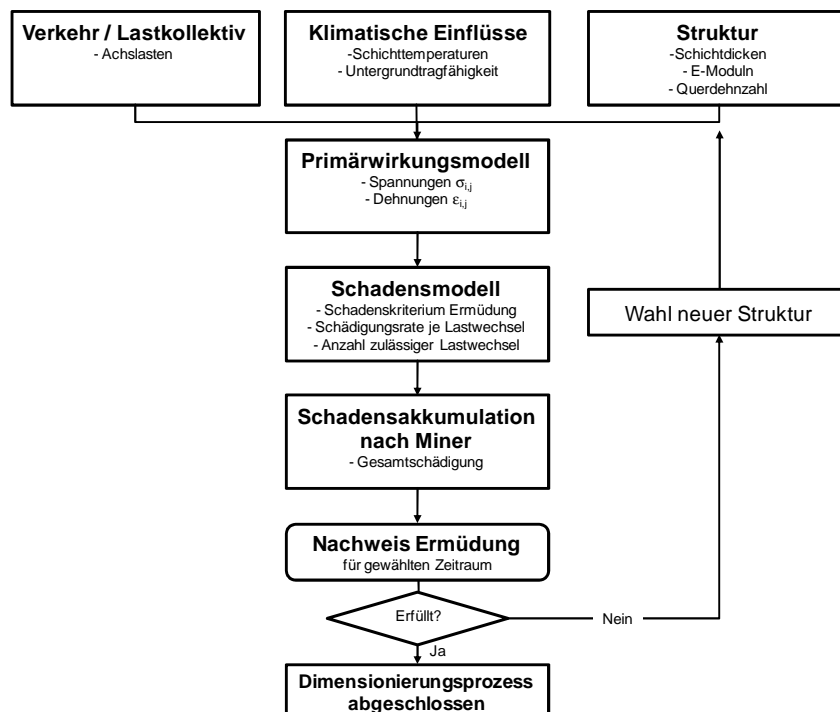


Abbildung 2. Ablaufschema zur rechnerischen Dimensionierung von Asphaltbefestigungen (in Anlehnung an Molzer, 1996).

Die Belastung des Straßenoberbaus durch den Verkehr (Radaufstandsflächen) führt zu einer Durchbiegung der Schichten mit der Folge, dass es bei vollständigem Verbund der Schichten in der Lasteinleitungsachse zu einer Biegedruck-Beanspruchung an der Ober- und einer Biegezug-Beanspruchung an der Unterseite der gebundenen Schichten kommt. Dabei können Überlasten die Initiierung eines Mikrorisses nach sich ziehen, der sich infolge wiederholter Belastung allmählich fortpflanzt und so zur Steifigkeitsabminderung der betroffenen Schichten bzw. zum Verlust des Zusammenhaltes führen kann (Materialermüdung vgl. Abschnitt 5.1.2).

Durch zyklisch-dynamische Laborversuche ist das Gebrauchsverhalten wie Steifigkeit und Ermüdung eingesetzter Materialien bekannt. So ist es möglich, die Beanspruchungszustände während der Gebrauchsdauer abzuschätzen und als Teilschädigung zu interpretieren.

Zur Berechnung der maßgebenden Dehnungen bzw. Spannungen (sog. Primärwirkungen) innerhalb des Fahrbahnoberbaus in Asphaltbauweise kommt i. A. die linear-elastische Mehrschichtentheorie zur Anwendung. Bei Nutzung der Mehrschichtentheorie erfolgt die Einteilung des Fahrbahnoberbaus in homogene Schichten. Jede Schicht wird durch ihre Eigenschaften Elastizitätsmodul E , Dicke h , Querdehnzahl μ und Verbund zu der darunter liegenden Schicht beschrieben. Die unterste Schicht eines Mehrschichtensystems wird mit einem als Halbraum definierten Unterbau festgelegt. Für die Berechnung der auftretenden Beanspruchungen aus der Verkehrslast p lässt sich im Modell die Radlast durch eine runde, auf der Oberfläche vertikal angreifende Flächenlast (Topflast) annähern (vgl. Abbildung 3).

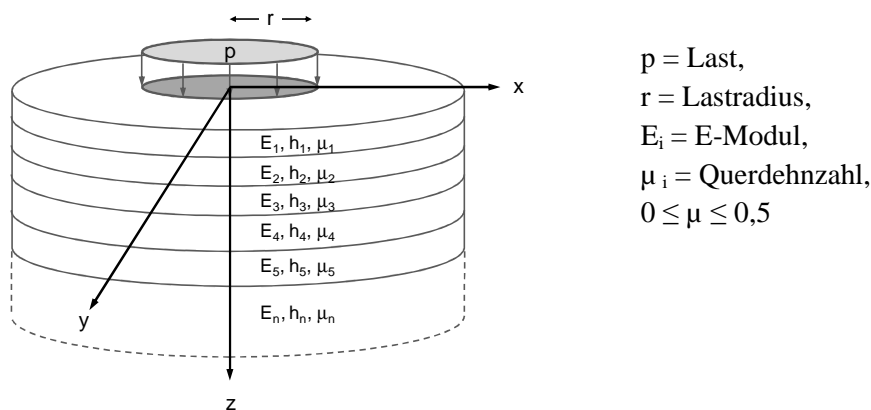


Abbildung 3. Axialsymmetrisches Mehrschichtensystem.

Die Mehrschichtentheorie setzt weiterhin folgende Randbedingungen voraus (vgl. FGSV, 2011):

- die Schichten sind in horizontaler Richtung unendlich ausgedehnt,
- der Verbund einzelner Schichten wird unterschieden in vollen, teilweisen oder keinen Verbund,
- die Materialien weisen isotrope, homogene und linear-elastische Eigenschaften auf,
- die Schichten sind masselos,
- die definierten Lasten wirken statisch.

Um die Abbildungsgenauigkeit der Berechnungsergebnisse zu steigern, lässt sich jede Schicht in eine Vielzahl einzelner Schichten mit den jeweils korrespondierenden Materialparametern unterteilen. Die berechneten Primärwirkungen, z. B. an der Unterseite der Asphalttragschicht, werden in der Folge genutzt, um die zulässigen Lastübergänge zul N bis zum Versagen abzuschätzen (vgl. Abschnitt 5.1.2).

2.2 Schadensmodell

Straßenkonstruktionen sind verschiedenen Belastungsgrößen ausgesetzt, hervorgerufen durch Lastkollektive und veränderliche Witterungsbedingungen. Die Beanspruchungen sind durch aufeinanderfolgende Spannungs- und Dehnungsamplituden unterschiedlicher Größe und Reihung gekennzeichnet. Miner (1945) stellte an Aluminiumprobekörpern fest, dass nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze ein sogenannter „Verbrauch der Festigkeit“ eintritt (vgl. Abschnitt 5.1.2). Zur Lebensdauerprognose eines Bauteils unter Beanspruchung stellte er die Hypothese der linearen Schadensakkumulation auf (auch Palmgren-Miner-Regel). Dabei wird angenommen, dass jeder Lastwechsel einen Schädigungsanteil verursacht. Anstelle der Aneinanderreihung einzelner Beanspruchungszustände können gemäß Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner (Miner, 1945; Monismith, 2004) alle auftretenden Teilschädigungen addiert werden.

Das theoretische Bauteilversagen tritt ein, wenn die addierten Teilschädigungen D_i den Wert 1 überschreiten. Die Teilschädigungen D_i lassen sich unter Zuhilfenahme eines Wöhlerdiagramms ermitteln, indem die Anzahl an Lastamplituden A_i in ertragbare Lastwechsel N_i überführt und zu den vorhandenen Lastwechseln n_i in Bezug gesetzt werden (vgl. Abbildung 4).

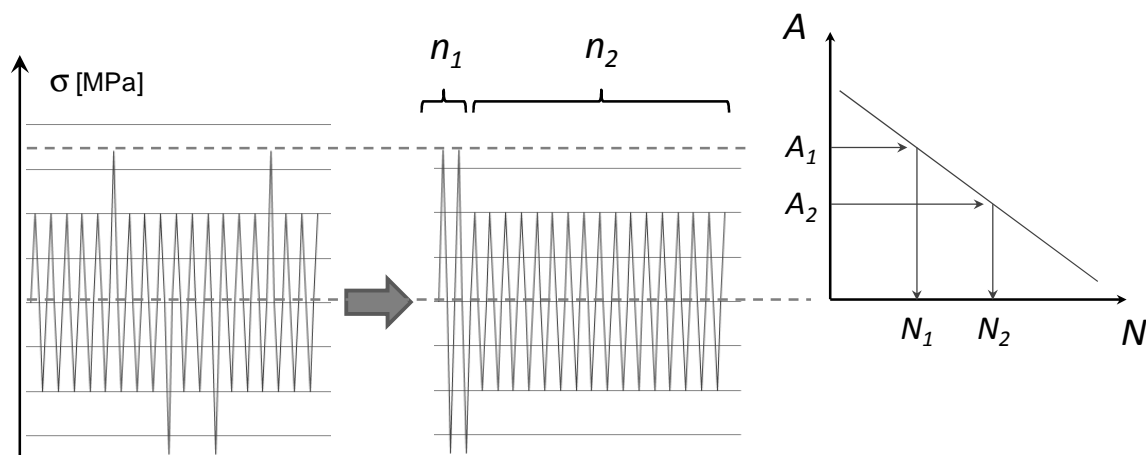


Abbildung 4. Schematische Darstellung der Miner Regel.

Die Teilschädigungen lassen sich wie folgt ermitteln:

$$D_i = \frac{n_i}{N_i} \quad \text{Gl. 1}$$

und zur Summe nach Miner überführen (Gleichung 2).

$$D_1 + D_2 + D_3 + \dots + D_m \leq 1, \quad \sum_{i=1}^m D_i \leq 1 \quad \text{Gl. 2}$$

Wellner und Weise (2008) konnten nachweisen, dass die Miner-Regel für Asphalt anwendbar ist. Unter Zuhilfenahme der durch Mehrschichtentheorie berechneten Beanspruchungszustände im Oberbau lässt sich mit Hilfe eines Ermüdungsgesetzes (vgl. Abschnitt 5.1.2) für jede Beanspruchung $(\sigma_i, \varepsilon_i)$, z. B. an der Unterseite der Asphalttragschicht, die bis zur Ermüdung

zulässige Lastwechselzahl N_i ermitteln. Ist für eine definierte Last i (Kraft bzw. Dehnung) die Anzahl n_i an vorhandenen Lastwechseln bekannt (entspricht den Achsübergängen auf der Straße), kann diese N_i gegenübergestellt und als Teilschädigung interpretiert werden (n_i/N_i).

2.2.1 Rissbildung von unten „Bottom-Up-Cracking“

In der klassischen Ermüdungstheorie wird die Unterseite des gebundenen Oberbaus als maßgebende Örtlichkeit für ein Versagen durch Materialermüdung angesehen. Unter Annahme eines vollständigen Schichtenverbundes (vgl. Abschnitt 5.2) und gleichen Materialparametern kann der gebundene Oberbau idealisiert als Biegebalken abgebildet werden. Wird dieser durch eine Verkehrslast P beansprucht, führt dies zur Durchbiegung w . An der Oberseite des Biegebalkens bilden sich in der Lasteinleitungssachse Druckspannungen bzw. Stauchungen aus, während an der Unterseite Zugspannungen bzw. –dehnungen entstehen (Abbildung 5).

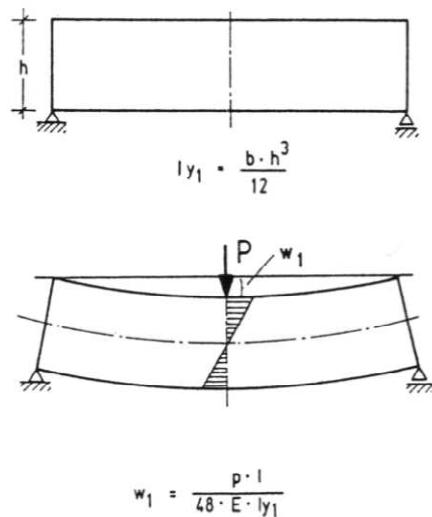


Abbildung 5. Darstellung des Spannungsverlaufes eines Biegebalkens bei vollem Verbund einzelner Schichten, vor (oben) und während der Belastung (unten), Weber (1991).

Diese durch den Verkehr hervorgerufene wiederkehrende Zugbelastung an der Unterseite der Asphalttragschicht kann im Laufe der Nutzungsdauer zu Ermüdungsversagen in Form eines fortschreitenden Risswachstums führen. Dieses Schadenskriterium ist beispielsweise in den RDO Asphalt 09 definiert.

2.2.2 Rissbildung von oben

Als Ursache für die Rissentstehung an der Oberseite der Straße wird i. A. von Spannungskonzentrationen ausgegangen, die durch thermische Beanspruchungen, Überlagerungen aus mechanogenen und thermischen Beanspruchungen, durch ungünstige Lasteinleitung an den Reifenflanken oder mangelnde Verdichtung begründet sind:

Dauzats & Rampal (1987) zeigen, dass Oberflächenrisse bei niedrigen Temperaturen und nach einer Reihe von Temperaturzyklen initiiert werden können.

Hohe Oberflächen-Zugspannungen an der Reifenflanke erhöhen das Risiko für Rissbildung, vor allem bei dicken Asphaltsschichten, bei hohen Temperaturen und auf steifem Untergrund (Molenaar, 1984; vgl. auch Matsuno & Nishizawa, 1992).

Uhlmeier et al. (2000) beobachten, dass Asphaltsschichtdicken, größer als 16 cm, die Rissinitiation an der Asphaltdeckschicht begünstigen.

Auch der Reifenaufbau beeinflusst kritische Spannungszustände (Myers et al. 1998, 1999 und 2001).

Mittels Finite-Elemente Berechnungen stellen Bensalem et al. (2000) fest, dass die Scherbeanspruchung durch die Reifenaufstandsfläche mitverantwortlich für das Schadensbild Top-Down-Cracking ist.

Svasdisant et al. (2001) weisen darauf hin, dass sich ein Großteil der durch Top-Down-Cracking verursachten Risse an der Oberfläche der Asphaltdeckschicht als kurze Längsrisse unmittelbar entlang der Rollspur ausbilden, deren Längen im Laufe der Zeit anwachsen und sogenannte „sister cracks“ ausbilden.

Arand und Lorenzl (1995) zeigten, dass durch die Überlagerung von temperatur- und verkehrsbedingten Spannungen bei Kälte, Oberflächenrisse entstehen können.

2.2.3 Kälteinduzierte Rissbildung von oben „Top-Down-Cracking“

Unabhängig von der Verkehrsbelastung unterliegt ein Straßenoberbau in Asphaltbauweise temperaturbedingten Beanspruchungen. Diese sind auf die temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Asphalt zurückzuführen. Asphaltstraßen werden ohne Fugen ausgebildet, dadurch wird ein abkühlbedingtes Zusammenziehen des Baustoffs bei tiefen Temperaturen behindert bzw. verhindert. Die Viskosität des Asphaltes nimmt mit abnehmender Temperatur zu. Es entstehen temperaturbedingte Spannungen, sogenannte kryogene Spannungen, die nur langsam durch interne Fließvorgänge selbständig abgebaut werden können.

Ist der Temperaturgang der Straßenoberfläche bekannt (vgl. Abschnitt 4.3.6), lässt sich die nachfolgend erläuterte Theorie von Arand (1995) zur Einleitung von kälteinduzierten Rissen in der Straßenoberfläche als Ermüdungsnachweis innerhalb der rechnerischen Dimensionierung integrieren.

Nach Arand (1995) kann die Kombination dieser kryogenen Spannungen mit verkehrsbedingten mechanogenen Beanspruchungen zu Ermüdungsschäden der Asphaltdeckschicht aufgrund einer Zug-Schwellbelastung führen (vgl. Abbildung 6).

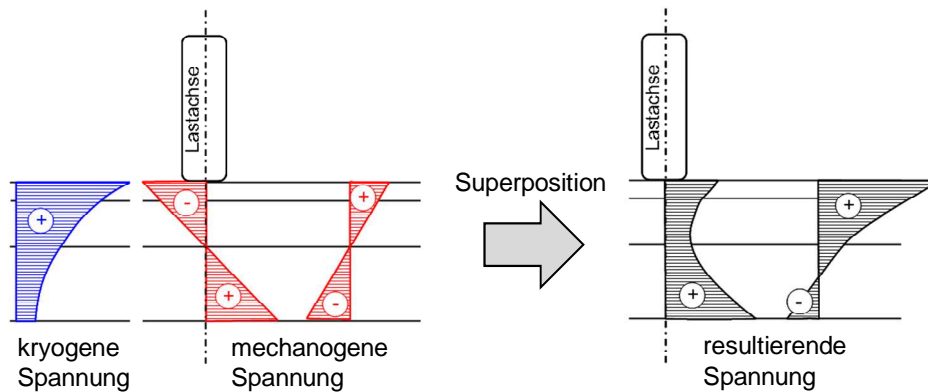


Abbildung 6. Prinzipskizze zur Superposition von mechanogenen und kryogenen Zugspannungen (Arand, 1995).

Unter Annahme linear-elastischen Materialverhaltens von Asphalt bei tiefen Temperaturen, können die mechanogenen Beanspruchungen an der Oberseite der Asphaltbefestigung unter Zuhilfenahme der Mehrschichtentheorie ermittelt werden.

Die ermittelten maximalen Zugspannungen sind dabei abhängig von den Schichtdicken (Belastungsklassen) und den Temperaturänderungen über die Zeit. Zudem variiert die Örtlichkeit der maximalen Zugspannung je nach Randbedingung: Bei steifer Unterlage liegt das Maximum näher an der Rollspur, bei weicher Unterlage weiter entfernt. Relevante Biegezugspannungen an der Oberseite der Asphaltdeckschicht bilden sich nach Arand etwa 40 bis 90 cm neben der Rollspur aus (vgl. Abbildung 7).

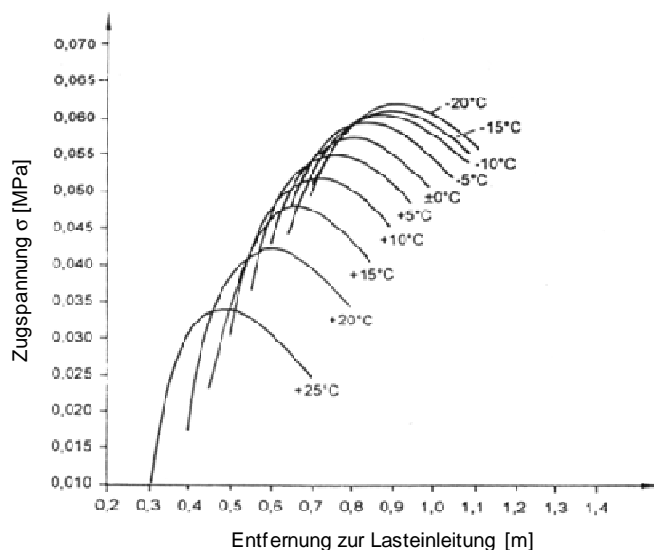


Abbildung 7. Verkehrslastbedingte Zugspannungen an der Oberseite einer Asphaltbefestigung bei Beanspruchung durch eine 10 t Einzellast (Arand, 1995).

In dieser Arbeit wird das Abkühlverhalten von Asphalt bei Kenntnis des Temperaturgangs an der Straßenoberfläche der Asphaltbefestigung (vgl. Abschnitt 4.3.4) auf der Grundlage der rheologischen Asphalteigenschaften des von Arand (1981) eingeführten Modellsatzes (Maxwell-Modell, siehe Abschnitt 2.2.3.1) simuliert.

Die Superposition von mechanogenen und kryogenen Zugspannungen (vgl. Abbildung 6) im Dimensionierungsverfahren kann in der Folge auf Grundlage eines spannungsabhängigen Ermüdungsansatzes erfolgen.

$$\sigma_z = \sigma_{\text{kry}} + \sigma_{\text{mech}} \quad \text{Gl. 3}$$

mit:

σ_z	einaxiale Zugspannungen [MPa],
σ_{kry}	kryogene Zugspannungen [MPa],
σ_{mech}	mechanogene Zugspannungen außerhalb der Lasteinleitung [MPa].

Ein dehnungsbasierter Ermüdungsansatz, wie er u. a. zum Nachweis der Ermüdungsbeständigkeit der Asphalttragschicht gemäß RDO Asphalt 09 (FGSV, 2009a) genutzt wird, ist hier nicht anwendbar. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die abkühlbedingten kryogenen Zugspannungen erst dann entstehen, wenn die Dehnungen teilweise bzw. sogar vollständig verhindert werden.

Ein spannungsabhängiges Ermüdungsgesetz für Asphalt ist z. B. nach Kenis (1983) wie folgt definiert:

$$\text{zul } N = k_1 \cdot \left(\frac{E_d}{\sigma_z} \right)^{k_2} \quad \text{Gl. 4}$$

mit:

zul N	zulässige Lastwechselzahl [-],
k_1	Koeffizient [-],
k_2	Exponent [-],
E_d	dynamischer E-Modul [MPa],
σ_z	Zugspannung [MPa].

Werden temperaturabhängige Materialkennwerte berücksichtigt, geht Gleichung 4 über in:

$$\text{zul } N = k_1(T) \cdot \left(\frac{E_d}{\sigma_z} \right)^{k_2(T)} \quad \text{Gl. 5}$$

mit:

zul N	zulässige Lastwechselzahl [-],
$k_1(T)$	temperaturabhängiger Koeffizient [-],
$k_2(T)$	temperaturabhängiger Exponent [-],
E_d	dynamischer E-Modul [MPa],
σ_z	Zugspannung [MPa].

Die temperaturabhängigen Variablen – Koeffizient $k_1(T)$ bzw. Exponent $k_2(T)$ – können durch nachfolgende Gleichungen bestimmt werden. Dabei wird eine Referenztemperatur von 70 °F (Fahrenheit) zugrunde gelegt. Durch entsprechende Verschiebungsfunktionen, darge-

stellt in den Gleichungen 6 und 7, ist eine Approximation auf den gesamten Temperaturbereich möglich (Wistuba, 2002; Dörschlag, 1989; FHWA, 1976).

$$k_1(T) = k_1(70) \cdot 10^{(0,08896(T-70) - 0,0023817(T-70)^2)} \quad \text{Gl. 6}$$

$$k_2(T) = k_2(70) - 0,01349(T-70) + 0,0004624(T-70)^2 \quad \text{Gl. 7}$$

mit:

$k_1(70)$	Koeffizient bei 70 °F [-],
$k_2(70)$	Exponent bei 70 °F [-],
T	Temperatur in [F].

Eine Überführung von Grad Fahrenheit in Grad Celsius ist durch Gleichung 8 gegeben.

$$T[°F] = \frac{9}{5} \cdot T[°C] + 32 \quad \text{Gl. 8}$$

In Tabelle 1 sind Werte für k_1 und k_2 verschiedener Autoren angegebenen. Diese Werte wurden durch Ermüdungsversuche von Asphalt bei einer Temperatur von 70 °F (Grad Fahrenheit) abgeleitet.

Tabelle 1: Auswahl temperaturabhängiger Materialkennwerte $k_1(70)$ und $k_2(70)$ nach Kenis (1983) und Kennwerte des österreichischen Dimensionierungsmodells Litzka et al. (1996) und Blab et al. (2014)

Autor	$k_1(70)$	$k_2(70)$
Monismith	5,33E-8	3,291
Witczak	2,16E-13	4,995
Sherwood, Kenis	1,63E-14	5,92
Kenis, Sherwood, McMahon	2E-12	5
Litzka et al. 1996	4,6E-12	5
Blab et al. 2014	1,68E-11	5

2.2.3.1 Modell zur Erfassung kryogener Zugspannungen

Die kryogenen Spannungsverläufe können nach Arand (1983) näherungsweise mit einem rheologischen Modell, dem Maxwell-Modell, ermittelt werden (Gleichung 9):

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot e^{-\frac{t}{t_R}} - \beta \cdot \lambda(T) \cdot \dot{T} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{t_R}} \right) \quad \text{Gl. 9}$$

mit:

$\sigma(t)$	Spannung in Abhängigkeit von der Zeit [MPa],
σ_0	Anfangsspannung [MPa],
β	einaxialer Wärmedehnbeiwert [1/K], (kann für Asphalt zu $2,5 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ angenommen werden),
t_R	Relaxationszeit [s],
E	E-Modul [MPa],
$\lambda(T)$	temperaturabhängige Zugviskosität [MPa·s],
\dot{T}	Temperaturgradient [K/h].

Es gilt:

$$t_R = \frac{\lambda(T)}{E}. \quad \text{Gl. 10}$$

Das Maxwell-Modell beschreibt den qualitativen Verlauf der kryogenen Zugspannungen im Abkühlversuch. Der E-Modul des Modellasphaltes wird hier mit 15.000 MPa festgelegt, der einaxiale Wärmedehnbeiwert β mit $2,5 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$. Die Relaxationszeit t_R wird über die Temperatur intervallweise konstant angenommen und mittels einer Exponentialfunktion approximiert (Dörschlag, 1996).

Aus Gleichung 9 lässt sich ableiten, dass ausschließlich bei negativen Temperaturraten Zugspannungen entstehen. Positive Temperaturraten führen zu Druckspannungen, die zum Abbau von kryogenen Zugspannungen beitragen.

Die Zugviskosität $\lambda(T)$ von Asphalten mit unterschiedlich hohen Erweichungspunkten Ring und Kugel $T_{R\&K}$ des enthaltenen Bitumens ist nach Arand und Lorenzl (1995) unter Berücksichtigung dessen temperaturabhängiger Viskosität mit nachfolgender Gleichung 11 zu ermitteln:

$$\log \log \lambda(T) = a + b \cdot \log T \quad \text{Gl. 11}$$

mit:

a	Konstante [-],
b	Steigungsmaß [-],
T	Temperatur [K].

Bei der programmtechnischen Umsetzung dieser Arbeit werden, abweichend von dem Maxwell-Modell nach Arand, nicht mit konstanten, sondern mit von der Temperatur abhängigen E-Moduln gerechnet. Die dafür benötigten Materialparameter können beispielsweise anhand des Spaltzug-Schwell Versuchs über eine Sigmoidfunktion gemäß AL Sp-Asphalt 09 (FGSV, 2009b) eingeführt werden (vgl. auch Abschnitt 5.1.1).

Abbildung 8 zeigt am Beispiel eines Gussasphaltes MA 5 S den Betrag des komplexen E-Moduls $|E|$ in Abhängigkeit von Frequenz und Temperatur (links) und die durch Regression ermittelte Masterfunktion (rechts). Die Parameter der Masterfunktion, die durch eine Sigmoidfunktion beschrieben werden kann, sind in Tabelle 2 aufgeführt.

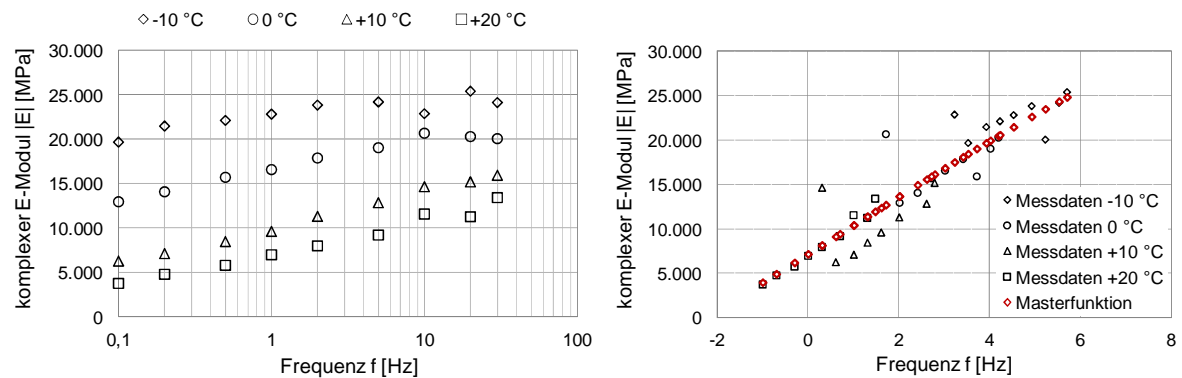


Abbildung 8. Komplexer E-Modul $|E|$ des MA 5 S in Abhängigkeit von Frequenz und Temperatur (links), Masterfunktion (rechts).

Tabelle 2: Regressionsparameter der Masterfunktion (Sigmoidfunktion) für MA 5 S

Parameter w [MPa]	75.214,41	$ E = y_0 + \frac{w}{1 + e^{-\left(\frac{x-x_0}{z}\right)}}$
Parameter z [-]	5,81	
Schnittpunkt der Funktion mit der Abzissenachse x_0 [Hz]	0,94	
Schnittpunkt der Funktion mit der Ordinatenachse y_0 [MPa]	-27.377,76	

In Tabelle 3 sind die Ergebnisse der Abkühlversuche der Einzelprüfung sowie der resultierende Mittelwert (fett) für das Gussasphaltemischgut MA 5 S tabellarisch aufgelistet und in Abbildung 9 grafisch dargestellt.

Tabelle 3: Versuchsp Parameter und Versuchsergebnisse aus dem Abkühlversuch für MA 5 S

Probekörper	Bruchtemperatur T_{Br} [°C]	Bruchspannung σ_{Br} [MPa]
MA 5 S 1	-18,2	4,64
MA 5 S 2	-17,6	4,72
MA 5 S 3	-17,4	5,03

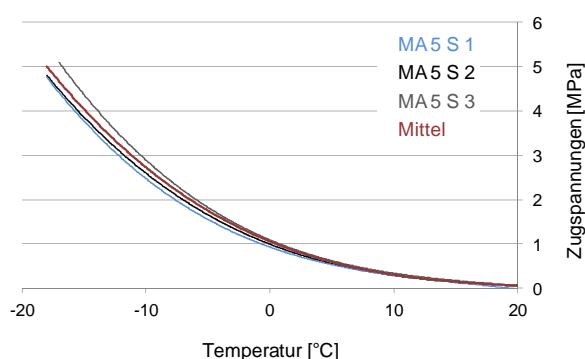


Abbildung 9. Kryogener Spannungsverlauf eines MA 5 S bei einer Abkühlrate von 10 K/h.

Der aus den drei Einzelversuchen zugrunde liegende mittlere Spannungsverlauf über die Temperatur dient als Eingangsgröße für die Bestimmung der Parameter a und b gemäß Gleichung 11. Über das Verfahren der Minimierung der Fehlerquadrate können die Spannungen

des Maxwell-Modells aus Gleichung 9, an die aus dem Abkühlversuch gewonnenen, approximiert werden. Abbildung 10 zeigt die Approximation anhand zweier Szenarien der durch die Parameter a und b resultierenden kryogenen Spannungsverläufe (rot) gegenüber den kryogenen Spannungen aus dem Abkühlversuch des Gussasphaltes MA 5 S bei einer Abkühlrate von 10 K/h (schwarz).

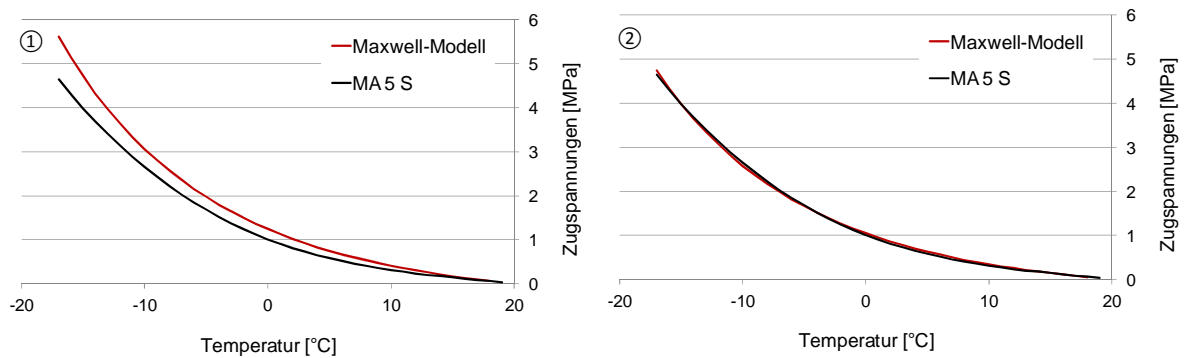


Abbildung 10. Approximation der Spannungsverläufe mittels Maxwell-Modell und Anpassung der Parameter a und b (Szenarien ① und ②).

Aus Abbildung 10 geht hervor, dass der Verlauf der kryogenen Spannungen mittels des Maxwell-Modells in guter Annäherung zu den Werten des Abkühlversuchs abgebildet werden kann. Die Parameter a und b sowie die Summe der Fehlerquadrate sind in Tabelle 4 für die Szenarien ① und ② dargestellt.

Tabelle 4: Parameter a und b sowie Summe der Fehlerquadrate für die in Abbildung 10 dargestellten kryogenen Spannungsverläufe des Maxwell-Modells bei einer Abkühlrate von 10 K/h

Szenario	Parameter a	Parameter b	Summe der Fehlerquadrate
①	4,38	-1,47	3,71
②	4,42	-1,49	0,06

Bei Kenntnis stündlicher Temperaturprofile (vgl. Abschnitt 4.3.4) im Straßenoberbau ist es möglich, Abkühl- und Erwärmungsraten der Straßenoberfläche pro Stunde abzuleiten.

Werden die Abkühlgradienten sowie die in Tabelle 4 aufgeführten Parameter a und b als Eingangsgrößen in das Modell genutzt, ergeben sich beispielsweise für einen Gussasphalt MA 5 S in der Belastungsklasse Bk100 die in Abbildung 11 dargestellten kryogenen Zugspannungsverläufe an der Straßenoberfläche für 1 Jahr (8760 Stunden).

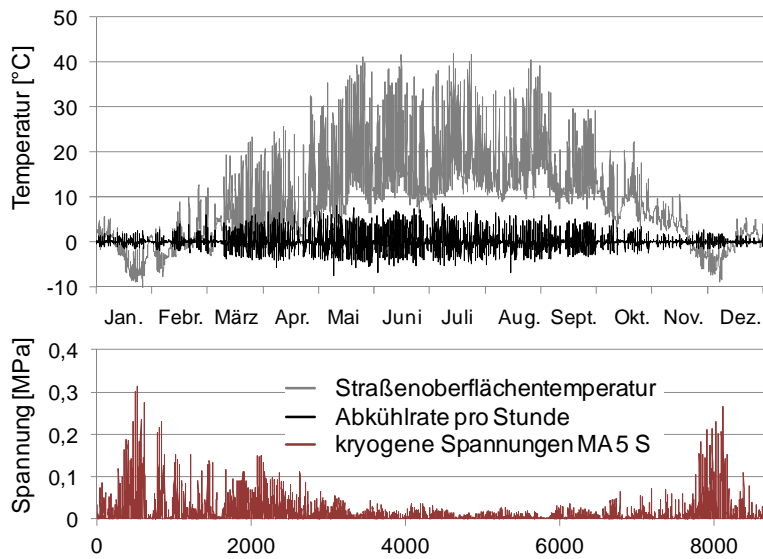


Abbildung 11. Beispiel: Kryogene Spannungen für den Zeitraum von einem Jahr (8760 Stunden).

Deutlich zu erkennen sind die Spannungszuwächse in der kalten Jahreszeit. Bei Abkühlung (negativer Temperaturgradient $-\Delta T$) bauen sich Zugspannungen auf, während aus Aufwärmphasen (positiver Temperaturgradient $+\Delta T$) Druckspannungen resultieren, die im Modell jedoch nur bis zum Abbau der Zugspannungen berücksichtigt werden. Durch das erhöhte Relaxationsvermögen des Asphaltes bei Temperaturen $\geq +7,5$ °C können ab hier Zugspannungen nur in geringem Maße entstehen.

An dieser Stelle ist anzumerken, dass die Zugviskosität sowohl temperatur- als auch spannungsabhängig ist (vgl. Arand et al., 1989 und Büchler, 2010). Dieser Umstand wird im Modell nicht berücksichtigt.

2.2.3.2 Mechanogene Zugspannungen außerhalb der Lasteinleitung

Arand und Lorenzl (1995) führten Ermüdungsberechnungen an sechs hessischen Untersuchungsstrecken durch, die Schäden durch Längsrisse entlang der Rollspur aufwiesen. Bei Annahme des Ermüdungsgesetzes von Kenis (vgl. Gleichung 5) sowie der Schadenakkumulationstheorie nach Miner (vgl. Gleichung 2) wurden Zeiträume bis zum ersten Makroriss berechnet, die die Beobachtungen der Untersuchungsstrecken weit überstiegen. Dies führten Arand und Lorenzl unter anderem auf unzutreffende Annahmen folgender Randbedingungen zurück:

- Tragfähigkeit der Unterlage,
- Dicke der einzelnen Schichten und deren wärmetechnische Kenngrößen,
- daraus resultierend, räumliche und zeitliche Temperaturverteilung im Oberbau.

Des Weiteren folgerten Arand und Lorenzl (1995), dass die mittels Mehrschichtentheorie ermittelten mechanogenen Zugspannungen an der Oberseite der Asphaltbefestigung außerhalb der Lasteinleitungssachse nicht einer realen Größenordnung entsprachen. Daraufhin leiteten sie einen Vergrößerungsfaktor von 3,9 für die mechanogenen Zugspannungen ab, sodass die Er-

müdungsnachweise und die durch Beobachtungen festgestellten Zeitpunkte der Ermüdung der Asphaltdeckschichten an den sechs Untersuchungsstrecken übereinstimmen.

Weiterhin zeigten Arand und Lorenzl mit Hilfe des Mehrschichtenprogramms BISAR, dass sich bei Berücksichtigung von sogenannten Überbauungseffekten, die die Tragfähigkeiten ungebundener Schichten stark beeinflussen, Zugspannungen an der Oberseite der Asphaltbefestigung außerhalb der Lasteinleitungsachse in einem Bereich von 40 bis 120 cm entlang der Lasteinleitung ausbilden. Zugspannungen wurden in diesem definierten Bereich mittels der in Tabelle 5 aufgeführten dynamischen E-Moduln abgeleitet, und zwar unter der Annahme, dass der Untergrund den identischen E-Modul in Abhängigkeit des vorhandenen Schichtenaufbaus aufweist.

Tabelle 5: Dynamische E-Moduln in Abhängigkeit von der Bauweise und der Jahreszeit (Arand und Lorenzl, 1995)

Dyn. E-Moduln [MPa] in Abhängigkeit der Kalenderwoche (KW) eines Jahres			
	KW 1-9	KW 10-13	KW 14-52
Frostschuttschicht	1250	750	1000
Schottertragschicht	3500	2100	2800
HGT	5000	5000	5000

Mittels Sensitivitätsanalyse wird im Rahmen dieser Arbeit überprüft, inwiefern

- der Vergrößerungsfaktor von 3,9 für die mechanogenen Zugspannungen und
- die Lage der Zugspannungsmaxima entlang der Lastachse unter Annahme dynamischer E-Moduln nach Tabelle 5

für das Schadensphänomen der kälteinduzierten Rissbildung von oben „Top-Down-Cracking“ im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung zu berücksichtigen sind.

(a) Sensitivitätsanalyse zur Bestimmung resultierender Zugspannungen an der Oberseite der Asphaltbefestigung

Zur Überprüfung des von Arand und Lorenzl (1995) eingeführten Vergrößerungsfaktors von 3,9 für die mechanogenen Zugspannungen an der Oberseite der Asphaltbefestigung wurden Berechnungen mit unterschiedlichen Berechnungsprogrammen, unter Verwendung unterschiedlicher Bauweisen und Belastungsklassen gemäß RStO 12, durchgeführt.

Hierfür kamen die auf Mehrschichtentheorie basierenden Berechnungsprogramme (BISAR, LEAP, ISBS) und das numerische Finite-Elemente Berechnungsprogramm ABAQUS (bei Annahme linear-elastischen Materialverhaltens) zum Einsatz. Bei Wahl identischer Eingangsgrößen konnte für verschiedene Temperaturzustände (je Bauweise und Belastungsklasse) eine weitgehende Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse hinsichtlich der resultierenden Spannungen und Dehnungen festgestellt werden.

Abbildung 12 zeigt den Spannungsverlauf entlang der Lasteinleitungsachse am Beispiel einer 10 t Einzellast bei einer Straßenoberflächentemperatur von -12,5 °C in der Bauweise „Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht“ gemäß RStO 12 in der Belastungsklasse Bk100.

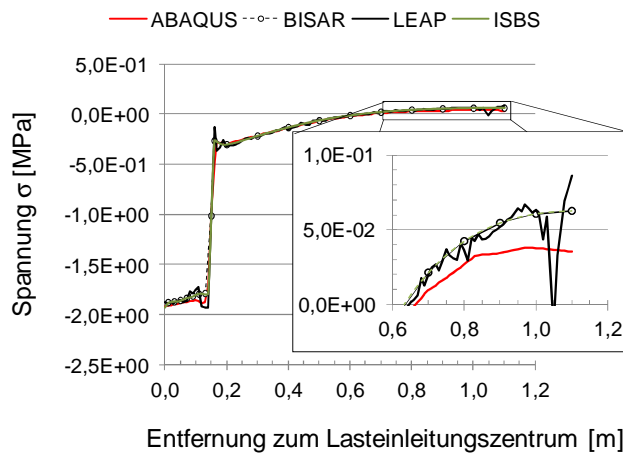


Abbildung 12. Resultierende Spannungen an der Oberfläche der Asphaltkonstruktion in seitlicher Distanz zum Lasteinleitungszentrum durch eine 10 t Belastung bei einer Straßenoberflächentemperatur von -12,5 °C gemäß Bauweise Tafel 1, Zeile 1 RStO 12 in der Belastungsklasse Bk100.

Im Bereich der Lasteinleitung, die durch eine auf der Oberfläche vertikal angreifende Flächenlast (Topflast) mit einem Radius von 0,15 m berücksichtigt wird, resultieren im Bereich von 0,0 m und 0,15 m Druckspannungen an der Oberseite der Asphaltbefestigung in einer Größe von ca. 1,8 MPa (vgl. Abbildung 12). Danach kommt es zu einer sprunghaften Verringerung der Druckspannungen auf ca. 0,25 MPa im Bereich von 0,15 m bis 0,16 m. Darauf folgend kommt es zu einem stetigen Abklingen der Druckspannungen. Ab einem Abstand von ca. 0,6 m zur Lasteinleitung resultieren Zugspannungen. Dieser Bereich ist in Abbildung 12 hervorgehoben.

Die Mehrschichtenprogramme BISAR und ISBS weisen nahezu identische Spannungsverläufe auf, LEAP resultiert in einem nicht stetigen Spannungsverlauf. Das Finite-Elemente Programm ABAQUS berechnet geringfügig kleinere Zugspannungsbeträge außerhalb der Lasteinleitung.

(b) Sensitivitätsanalyse zur Lage der Zugspannungsmaxima entlang der Lastachse

In vorherigem Abschnitt konnte nachgewiesen werden, dass sich unter Annahme von dynamischen E-Moduln Zugspannungen und deren Maxima in einem Bereich von 60 bis ca. 120 cm neben der Rollspur ausbilden. Die Zugspannungen können in diesem Bereich jedoch nur entstehen, wenn für den Untergrund die dynamischen E-Moduln in Abhängigkeit des vorhandenen Schichtenaufbaus nach Tabelle 5 gewählt werden.

Von Becker (1976) konnte sich verändernde Schichtsteifigkeiten für Untergrundböden, in Abhängigkeit der Jahreszeiten, feststellen (vgl. Abschnitt 4.4.2). Diese weisen in der Regel geringere Beträge der E-Moduln auf, als jene aus Tabelle 5.

Nutzt man beispielsweise die von Becker (1976) ermittelten E-Moduln für einen Untergrundboden der Klasse F1 als Eingangsgröße in die Mehrschichtentheorie, bilden sich die von Arand und Lorenzl ermittelten Zugspannungen betragsmäßig für die Belastungsklasse Bk100 in vergleichbarer Größenordnung aus. Diese liegen jedoch nicht mehr im Bereich von 40 bis 120 cm außerhalb der Lastachse. Es kommt zu einem Versatz.

Am Beispiel der Regelbauweise „Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht“ zeigt Abbildung 13 den resultierenden Versatz der Biegezugspannungen entlang der Lastachse bei Nutzung verschiedener Untergrundsteifigkeiten (E_{UG}). Es werden folgende 4 Fälle unterschieden:

1. Frostschutzschicht $E_{FFS\ 1} = 1250\text{ MPa}$ und Untergrund $E_{UG\ 1} = 1250\text{ MPa}$ für KW 1-9,
2. Frostschutzschicht $E_{FFS\ 2} = 1000\text{ MPa}$ und Untergrund $E_{UG\ 2} = 1000\text{ MPa}$ für KW 14-52,
3. Frostschutzschicht $E_{FFS\ 1} = 1250\text{ MPa}$ und Untergrund $E_{UG\ 3} = 588\text{ MPa}$ für KW 1-9 und
4. Frostschutzschicht $E_{FFS\ 2} = 1000\text{ MPa}$ und Untergrund $E_{UG\ 4} = 127\text{ MPa}$ für KW 14-52.

Die in Abbildung 13 als Stern gekennzeichneten Biegezugspannungsmaxima weisen einen Versatz auf von 32 cm bzw. von 111 cm, und zwar aufgrund der Reduktion des E-Moduls des Untergrundes von 1250 MPa ($E_{UG\ 1}$) auf 588 MPa ($E_{UG\ 3}$) in der Kalenderwoche 1 bis 9 und von 1000 MPa ($E_{UG\ 2}$) auf 127 MPa ($E_{UG\ 4}$) in der Kalenderwoche 14 bis 52.

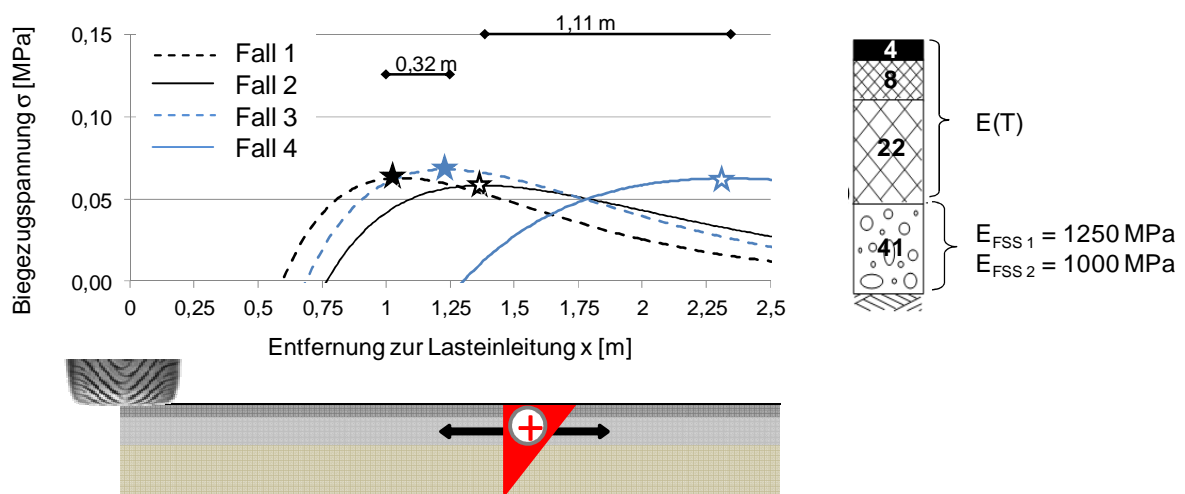


Abbildung 13. Resultierende Zugspannungen außerhalb der Lasteinleitung an der Oberseite der Asphaltdeckschicht durch eine 10 t Radlast bei variierender Untergrundsteifigkeit im Jahresverlauf in der Belastungsklasse Bk100.

In nachfolgender Abbildung 14 sind die resultierenden Biegezugspannungsverläufe in der Belastungsklasse Bk32 bei gleichen Randbedingungen wiedergegeben. Hier führt der um 4 cm reduzierte Asphaltoberbau gegenüber der Belastungsklasse Bk100 zu einer erhöhten Biegezugspannung und zur Verschiebung des Zugspannungsmaximums in Richtung Lasteinleitung. Dieser Zusammenhang deckt sich mit Untersuchungen von Lorenzl (1996). Lorenzl stellt weiterhin eine annähernde Unabhängigkeit zur Bauweise bezüglich der resultierenden Zugspannungen je Belastungsklasse fest.

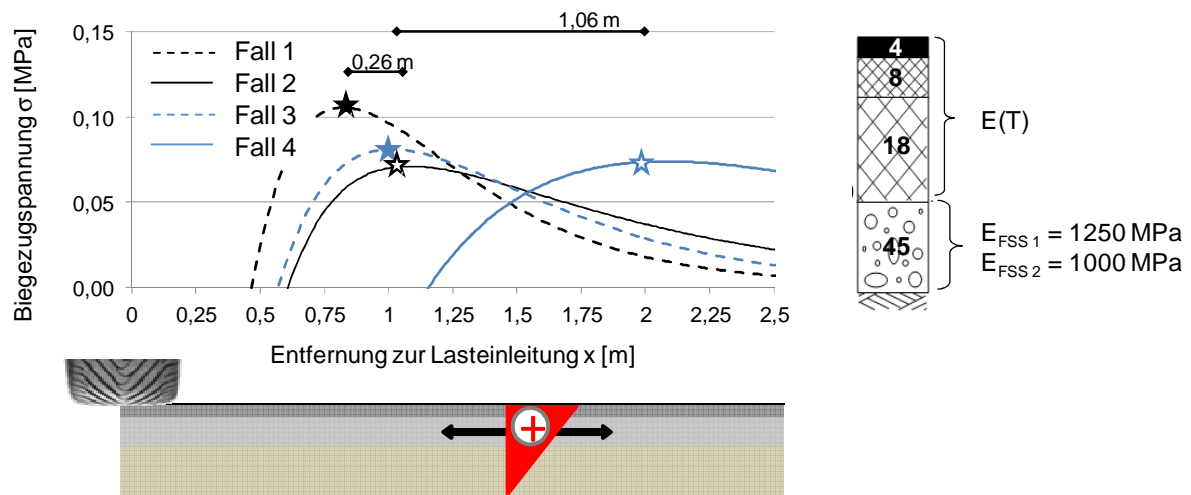


Abbildung 14. Resultierende Zugspannungen außerhalb der Lasteinleitung an der Oberseite der Asphaltdeckschicht durch eine 10 t Radlast bei variierender Untergrundsteifigkeit im Jahresverlauf in der Belastungsklasse Bk32.

Der Zusammenhang zwischen der Steifigkeit des Untergrundes zum resultierenden Zugspannungsverlauf entlang der Lastachse kann exemplarisch Abbildung 13 und Abbildung 14 entnommen werden. Betrachtet man die Lage der Biegezugspannungsmaxima für die Kalenderwochen 14 bis 52, bei einer Untergrundsteifigkeit ($E_{UG\ 4}$) von 127 MPa, weisen diese eine Entfernung zur Lasteinleitung von ca. 2 m bzw. 2,30 m auf.

(c) Ergebnis der Sensitivitätsanalyse

Auf Grundlage der Sensitivitätsanalyse für die Spannungsverteilung an der Oberseite der Asphaltbefestigung konnte nachgewiesen werden, dass unter Verwendung des numerischen Finite-Elemente Programms ABAQUS vergleichbare Spannungsverläufe berechnet werden wie mittels Mehrschichtentheorie.

- Der von Arand und Lorenzl eingeführte Vergrößerungsfaktor von 3,9 für die mechanogenen Zugspannungen im Berechnungsmodell wird im Rahmen dieser Arbeit nicht berücksichtigt.

Der Zusammenhang zwischen der Steifigkeit des Untergrundes zum resultierenden Zugspannungsverlauf entlang der Lastachse und den damit verbundenen Auswirkungen auf die Lage der Zugspannungsmaxima wurde dargestellt. In den Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdecke (FGSV, 2009a) wird eine konstante Steifigkeit des Untergrundes über die Jahreszeiten angenommen, wenn die Entwässerung des Oberbaus, inklusive einer Planumsentwässerung gemäß den „Richtlinien für die Anlage von Straßen – Teil: Entwässerung“ RAS-Ew (FGSV, 2005), umgesetzt ist.

- Im Rahmen dieser Arbeit werden Untergrundsteifigkeiten verwendet, die mit den definierten Anforderungen im deutschen Regelwerk (FGSV, 2009a) übereinstimmen. Der Nachweis gegenüber „Top-Down-Cracking“ wird, abweichend von dem von Arand und Lorenzl detektierten Bereich von 40 bis 120 cm, entlang der Lasteinleitung geführt.

3 Dimensionierungsrelevante Verkehrsbeanspruchung

Die stetig steigende Transportleistung und die damit verbundene Zunahme des Schwerverkehrs führt zu einer zunehmenden Beanspruchung des Verkehrsträgers Straße. Um Aussagen über eine theoretische Restnutzungsdauer eines Straßenabschnittes abschätzen zu können oder den Straßenoberbau für zukünftig zu erwartende Verkehrszahlen konstruktiv anzupassen, ist die prognostizierte Zunahme des Schwerverkehrs und die Kenntnis der eingeleiteten Lasten in den Straßenoberbau notwendig.

3.1 Fahrzeugarten und Fahrzeugklassifizierung

Quantitative Bestimmungen von Verkehrsmengen werden seit 1975 durch automatische Dauerzählstellen auf ausgewählten Bundesfernstraßen durchgeführt. Im Jahr 2012 umfasste das Zählstellennetz 1492 automatische Dauerzählstellen (Fitschen und Nordmann, 2014). Die Daten werden von den Bundesländern im Auftrag des Bundes erhoben und der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) als Stundenwerte übermittelt. Es werden Daten der Verkehrsstärke und eine Zuweisung zu den jeweiligen Fahrzeugarten übermittelt.

Die Beschreibung der erfassten Fahrzeugarten, basierend auf der technischen Ausführung der einzelnen Zählstellen, richtet sich nach einer Grundklassifizierung gemäß den Technischen Lieferbedingungen für Streckenstationen TLS (FGSV, 2012a; Tabelle 6).

Tabelle 6: Grundklassifizierung für Fahrzeuge (FGSV, 2012a)

Grundklasse	Kurzbezeichnung	Erläuterung
Motorräder	Krad	Motorräder, auch mit Beiwagen sowie Trikes und Quads (jedoch keine Fahrräder, Mofas)
Pkw ohne Anhänger	Pkw	Pkw vom Kleinwagen bis zur Großraumlimousine (einschließlich Offroad-Fahrzeuge, Pick-Ups, SUVs) ohne Anhänger
Lieferwagen ohne Anhänger	Lfw	Lieferwagen $\leq 3,5$ t zul. GG ohne Anhänger
Pkw mit Anhänger	PkwA	Pkw mit Anhänger und Lieferwagen $\leq 3,5$ t zul. GG mit Anhänger
Lkw ohne Anhänger	Lkw	Lkw $> 3,5$ t zul. GG ohne Anhänger (auch Zugmaschinen von Sattelkraftfahrzeugen ohne Auflieger)
Lkw mit Anhänger	LkwA	Lkw $> 3,5$ t zul. GG mit Anhänger
Sattelkraftfahrzeuge	Sattel-Kfz	alle Sattelkraftfahrzeuge (Zugmaschinen mit Auflieger)
Busse	Bus	Fahrzeuge mit mehr als 9 Sitzplätzen zur Personenbeförderung; auch mit Anhänger
nicht klassifizierbare Fahrzeuge	nk Kfz	Alle Kfz, bei denen die Fahrzeugart nicht bestimmbar war oder die keiner der anderen Klassen angehört.

Im Bundesfernstraßennetz sind zum Zwecke der Fahrzeugerfassung zwei Gerätetypen für Zählstellen in Gebrauch, sogenannte 5+1 und 8+1 Zählgeräte (Abbildung 15). Diese ermöglichen eine Zuweisung der in Tabelle 6 angegebenen Grundklassen der Fahrzeugarten, wobei 8+1 Zählgeräte alle angegebenen Grundklassen erfassen können, 5+1 Zählgeräte einige Grundklassen in Gruppen überführen und abbilden (vgl. Abbildung 15).

Klassifizierungsgruppen			
1	2	5+1	8+1
Kfz	Pkw-ähnlich	nicht klassifizierbare Kfz	nicht klassifizierbare Kfz
		Pkw-Gruppe	Motorräder
			Pkw o. Anhänger
			Lieferwagen o. Anhänger
	Lkw-ähnlich	Pkw mit Anhänger	Pkw mit Anhänger
		Lkw > 3,5t o. Anhänger	Lkw > 3,5t o. Anhänger
		Lkw > 3,5t m. Anhänger / Sattelkraftfahrzeuge	Lkw > 3,5t m. Anhänger
			Sattelkraftfahrzeuge
		Busse	Busse

SV

Abbildung 15. Erfassung unterschiedlicher Fahrzeugarten an Zählstellen nach Gerätetyp (Fitschen und Nordmann, 2014).

8+1- bzw. 5+1-Zählgeräte arbeiten nach dem Prinzip der Fahrzeugmustererkennung, bei dem eine Unterscheidung aufgrund der erfassten Fahrzeuglänge und der Achsanzahl getroffen wird. Wolf (2010) konnte auf Bundesautobahnen eine Verteilung einzelner Fahrzeugtypen aus der Fahrzeugmustererkennung im Bundesautobahnnetz ableiten. Der mit Abstand häufigste Fahrzeugtyp ist ein Sattelfahrzeug mit zweiachsiger Zugmaschine und dreiachsigem Auflieger (Kennziffer 98) (vgl. Abbildung 16).

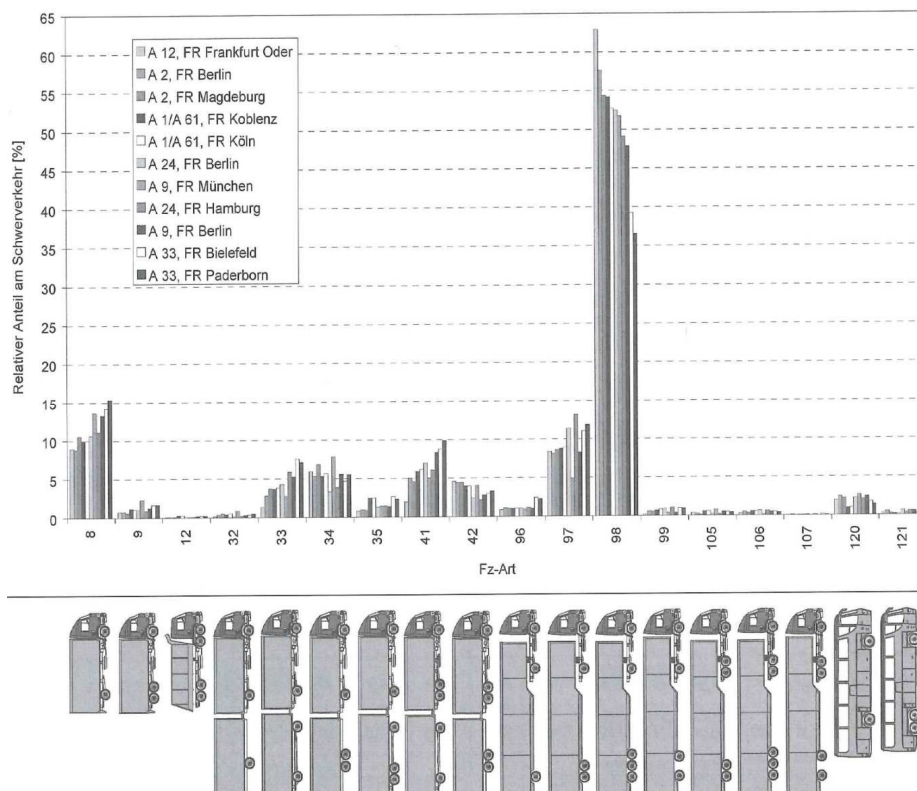


Abbildung 16. Mittlere Zusammensetzung des Schwerverkehrs auf Basis unterschiedlicher Achslasterfassungsquerschnitte auf Bundesautobahnen für den Erfassungszeitraum Juni 2004 bis Dezember 2005 (Wolf, 2010).

3.2 Achslastverteilung des Schwerverkehrs

Im Bundesautobahnnetz sind Achslastwaagen seit ca. 15 Jahren im Einsatz. Diese erfassen kontinuierlich die Lasten der überrollenden Achsen inklusive der vorhandenen Achsabstände. Aufgrund verschiedener Fahrzeugarten resultieren unterschiedliche mechanogene Beanspruchungszustände im Straßenoberbau. Diese sind begründet durch unterschiedliche Achslasten und Achsarten wie Einzel-, Doppel- und Dreifachachse. Eine Achslastverteilung, die einen aktuellen Stand der vorhandenen Fahrzeugflotte des Schwerverkehrs auf Bundesautobahnen wiedergibt, stellt im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung eine elementare Eingangsgröße dar.

Für die Ermittlung von Achslastverteilungen wurden Daten von mehreren Achslasterfassungsquerschnitten im Jahr 2005 auf Bundesautobahnen einzeln ausgewertet und daraus eine mittlere Achslastverteilung abgeleitet. Durch die Bildung von 1 t Klassen wurden unter Annahme von Einzelachsen relative Häufigkeitsverteilungen abgeleitet (Abbildung 17).

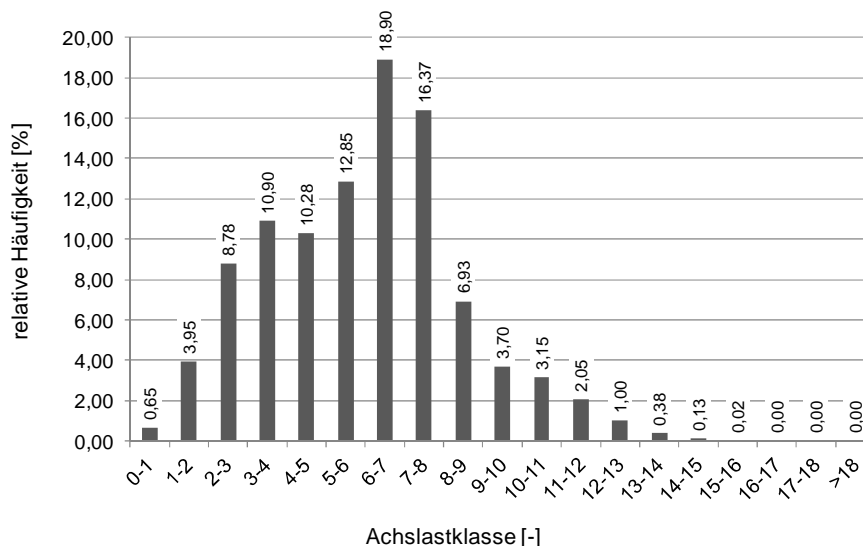


Abbildung 17. Mittlere Achslastverteilung des Schwerverkehrs auf Bundesautobahnen für den Erfassungszeitraum 2005 (Wolf, 2010).

In den „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht“ (FGSV, 2009a) sind für Bundesautobahnen sowie Bundes- und Landesstraßen mittlere Häufigkeiten für definierte Achslastklassen angegeben. Die Unterteilung erfolgt, entgegen der oben dargestellten Verteilung, in 2 t Klassen. Zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Achslasten des Fahrzeugkollektivs werden bis zu 11 Achslastklassen angenommen, deren jeweiliger Anteil am Gesamtverkehr in Abhängigkeit von der Straßenklasse definiert ist (Tabelle 7). Im Vergleich zur mittleren Achslastverteilung aus Abbildung 17 sind die Achslastklassen > 16 t in den RDO Asphalt 09 mit geringen Häufigkeiten belegt (Uhlig, 2007).

Tabelle 7: Achslastklassen und zugeordnete Häufigkeit (Uhlig, 2007)

	Achslastklasse (statische Last) [t]										
	0-2	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14	14-16	16-18	18-20	≥20
Bezeichnung	Häufigkeit [%] der jeweiligen Achslastklasse										
BAB Fernverkehr *)	2,8396	21,4670	26,4848	30,7195	11,7032	4,9098	1,6540	0,2087	0,0126	0,0007	0,0001
BAB Mischverkehr **)	3,4940	24,9439	27,4935	26,3373	11,0538	4,6596	1,7180	0,2711	0,0257	0,0031	-
BAB Stadtnaher Verkehr ***)	4,0101	36,7995	29,3512	17,1376	7,5290	3,8888	1,1408	0,1399	0,0031	-	-

*) Fernverkehr entspricht der Verbindungsfunktionsstufe 0 und I, „kontinental / großräumig“ nach den Richtlinien zur Anlage von Landstraßen (RAL) bzw. Richtlinien zu Anlage von Autobahnen (RAA)

**) Mischverkehr entspricht der Verbindungsstufe II „überregional“

***) stadtnaher Verkehr entspricht der Verbindungsstufe III „regional“

3.3 Verkehrsganglinien

Seit 1975 werden die Verkehrsmengen auf Abschnitten von Bundesautobahnen und außerörtlichen Bundesstraßen durch automatische Dauerzählstellen erhoben und von der Bundesanstalt für Straßenwesen BASt veröffentlicht. Hier sind Verkehrsdaten pro Zählstelle erfasst und Ganglinientypen zugeordnet, d. h. die Daten werden unter Berücksichtigung statistischer Verfahren von Stundenwerten in Jahreswerte überführt.

Grundlage für die Berechnung der mittleren durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke (DTV) und die der Jahresfahrleistungswerte bilden die Ergebnisse manueller Straßenverkehrszählungen, deren Durchführung alle fünf Jahre erfolgt. Bei diesen Erhebungen wird der Verkehr als zeitliche Stichprobe über ausgewählte Stunden bundesweit nahezu für jeden Bundesautobahn- und außerörtlichen Bundesstraßenabschnitt erhoben. Eine differenzierte Betrachtung ermöglicht die Unterteilung des DTV nach Werktagen, Urlaubswerktagen sowie Sonn- und Feiertagen aus allen Tagen des Jahres. Zur Beschreibung des Verkehrsaufkommens werden typisierte Ganglinien abgeleitet, die die zeitliche Verteilung widerspiegeln. Diese Typisierung basiert auf Trennung nach Tages-, Wochen- und Jahresganglinien, die richtungsgetrennt ausgewiesen werden (BASt, 2013). Durch clusteranalytische Verfahren konnten auch typisierte Verkehrsstärkeganglinien für den Schwerverkehr (DTV^{SV}) abgeleitet werden (Heidemann und Wimber 1983).

Bei typisierten Ganglinien wird unterschieden nach individuellen und kollektiven Ganglinientypen. Dabei repräsentieren die individuellen Ganglinientypen einen bestimmten Straßenabschnitt für definierte Tage (z. B. Werktage, Urlaubstage, etc.) und können somit als Grundlage von Prognoseverfahren zur Anwendung kommen. Die kollektiven Ganglinien hingegen repräsentieren ganze Gruppen von Straßenabschnitten für bestimmte Zeitbereiche (Tag, Woche und Jahr) mit ähnlicher zeitlicher Verkehrsverteilung. Diese dienen der vergleichenden Beschreibung der Verkehrsstruktur und ermöglichen Hochrechnungen durch Kurzzeitzählungen (Pinkofsky, 2005).

Über die Zuordnung eines Straßenabschnitts zu den genannten Ganglinientypen erfolgt die Verkehrszusammensetzung am betreffenden Abschnitt in generalisierter Form. Dabei kommt es zur Unterscheidung vorherrschender Dauerlinientypen. Diese kennzeichnen die Verkehrsart der Straße anhand des Anteils der 30.-ten höchstbelasteten Stunde des Jahres am durchschnittlichen Tagesverkehr d_{30} . Es kommt zur Unterscheidung in richtungsgemeinsame und richtungsgetrennte Dauerlinientypen. Die Zuordnung entsprechender Charakteristika zu den Dauerlinientypen zeigt Tabelle 8.

Tabelle 8: Abgrenzung richtungsgemeinsamer und -getrennter Dauerlinientypen (Arnold, 2004)

Dauerlinientypen		richtungsgemein	richtungsgetreunt
Typ	d_{30} –Klasse	Charakteristik	Charakteristische Verkehrszusammensetzung
A	$> 0,190$	vorwiegend Freizeitverkehr	sehr hohe Anteile von Urlaubs- und Ausflugsverkehren
B	$> 0,145 - 0,190$		überdurchschnittlich hohe Anteile von Urlaubs-, Ausflugs- oder Wochenendpendlerverkehren
C	$> 0,125 - 0,145$	gemischter Verkehr	Verkehre mit starker Durchmischung der Fahrzwecke
D	$> 0,105 - 0,125$	ausgeprägter Werktagsverkehr	Regelmäßige Werktagverkehre ohne ausgeprägte Belastungszeit
E	$> 0,090 - 0,105$	starker Berufs- Wirtschaftsverkehr und Privatverkehr an Werktagen	Regelmäßige Werktagverkehre mit ausgeprägten Morgen- und Nachtspitzen im Berufsverkehr
F	$- 0,090$		Einseitig geprägt von regelmäßigen Berufsverkehren

Tagesganglinientypen basieren auf stündlichen Verkehrsmengen für die definierten Tagesgruppen Montag, Dienstag bis Donnerstag, Freitag, Samstag sowie Sonn- und Feiertag. Nachfolgend sind die typisierten Ganglinien für Tages-, Wochen- und Jahresgang dargestellt. Abbildung 18 zeigt die Anteile des Stundenverkehrs am Kfz-Tagesverkehr am Beispiel Montag.

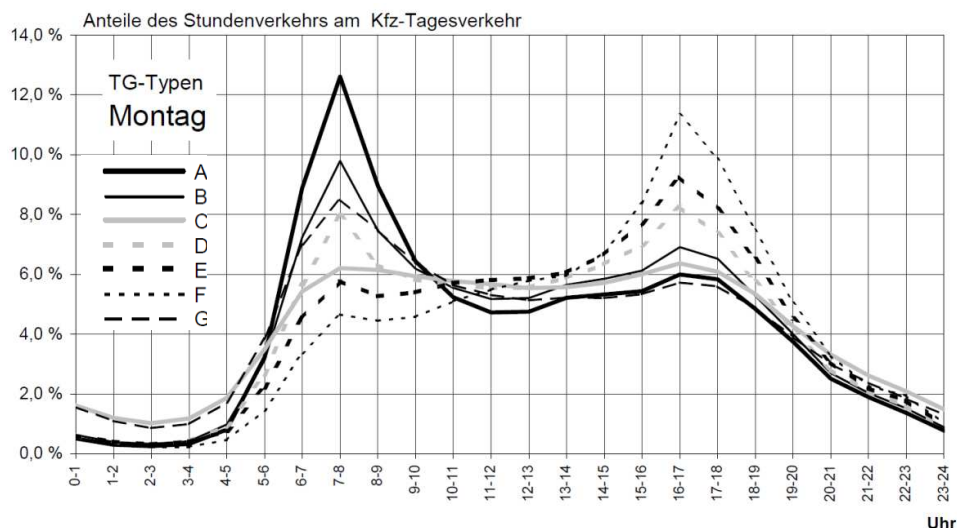


Abbildung 18. Tagesganglinientypen für den Kfz-Verkehr am Beispiel Montag (Fitschen und Nordmann, 2014).

Die Charakterisierung der Tagesganglinien der Wochentage erfolgt durch 6 bis 8 Ganglinientypen. Für den dargestellten Tagesgang sind nachfolgend die einzelnen Ganglinientypen beschrieben (Fitschen und Nordmann, 2014):

- Typ A: Stark ausgeprägte Morgenspitze,
- Typ B: Morgenspitze, geringe Nachmittagsspitze,
- Typ C: Relativ ausgeglichene Verkehrsverteilung tagsüber,
- Typ D: Doppelspitze am Morgen sowie am Nachmittag,
- Typ E: Nachmittagsspitze mit geringer Morgenspitze,
- Typ F: Stark ausgeprägte Nachmittagsspitze,
- Typ G: Überdurchschnittliche Anteilswerte frühmorgens,
nach Morgenspitze stetig abfallend.

Die Differenzierung der einzelnen Wochenganglinien ergibt sich im Wesentlichen aufgrund des unterschiedlichen Verlaufes am Wochenende (vgl. Abbildung 19).

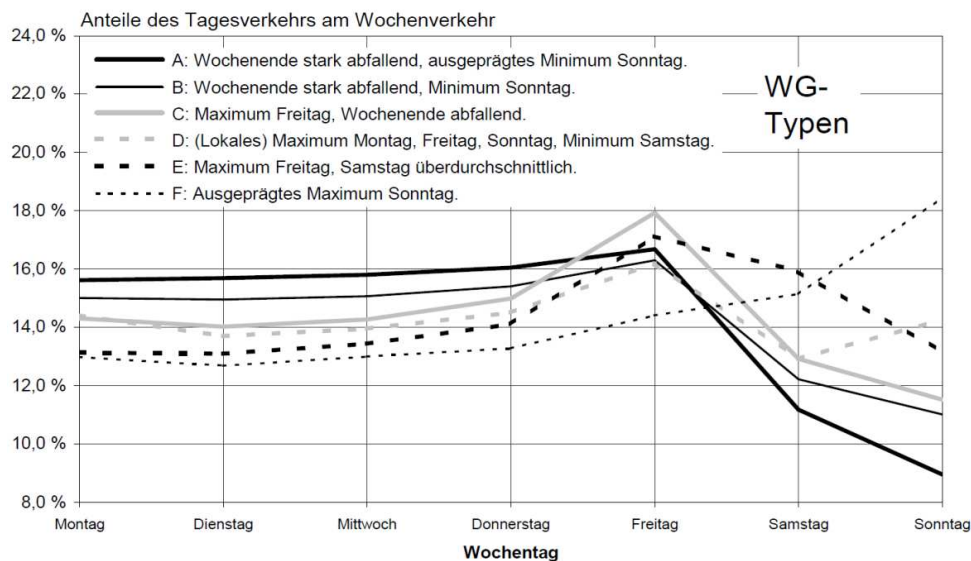


Abbildung 19. Wochenganglinientypen für den Kfz-Verkehr (Fitschen und Nordmann, 2014).

Die Ganglinientypen gelten sowohl für die Tagesganglinien als auch für die Wochenganglinien ausschließlich im Hinblick auf den sogenannten Normalzeitbereich. Dieser ist weitestgehend unbeeinflusst durch Ferien und Feiertage sowie durch Beeinflussung durch Witterung. Für das Jahr 2011 ließen sich nur 75 Tage dem Normalzeitbereich zuordnen. Der Jahresgang ist hiervon nicht betroffen. Abbildung 20 zeigt die Typisierungen für ein Musterjahr.

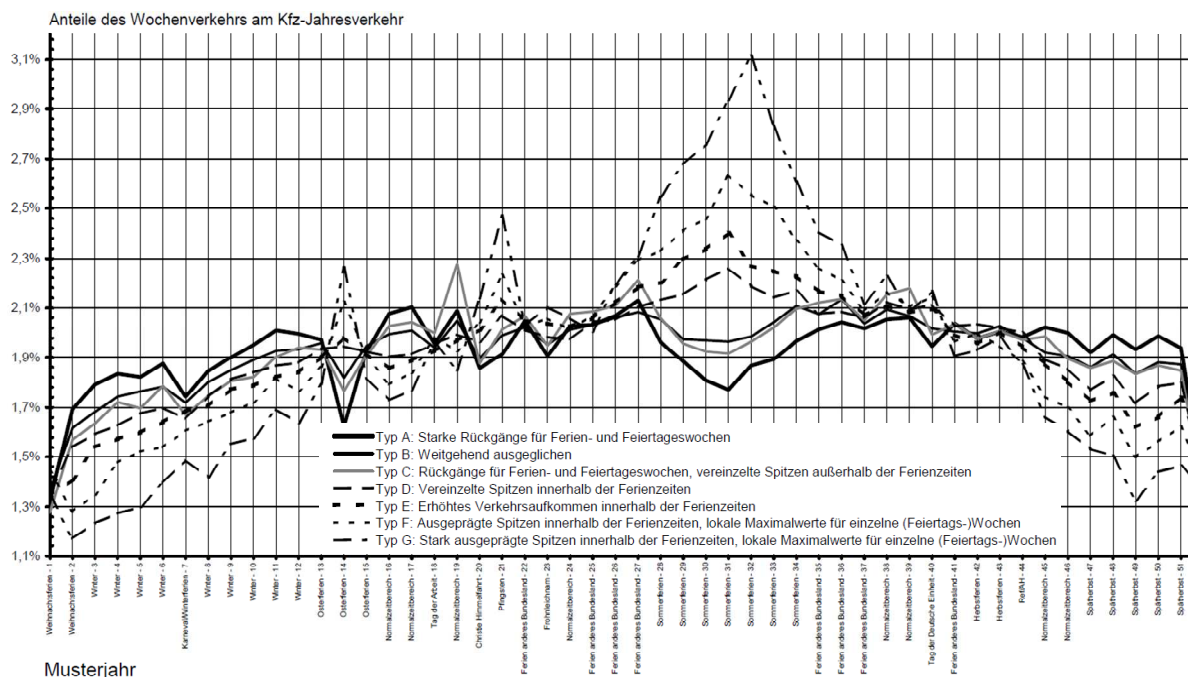


Abbildung 20. Jahresganglinientypen des Kfz-Verkehrs (Fitschen und Nordmann, 2014).

Im jährlich erscheinenden Bericht der BASt „Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen“ werden für jede Zählstelle im Bundesfernstraßennetz die typisierten Ganglinien tabellarisch angegeben. Abbildung 21 zeigt den Auszug am Beispiel Peine für das Jahr 2011.

Allgemeine Angaben										Gesamtquerschnitt																	MSV			Ganglinientypen					
Straße	Zst.-Name TK/ZST.-Nr. In-Richtung Gegen-Richtung	Anz. Fahrstreifen	Lage bei km 188,9	GT		DTV																	Fak-toren		Tag ⁶⁻²² Nacht ²²⁻⁶		day ⁶⁻¹⁸ eve ¹⁸⁻²²		(30. höchste Stunde)			JG WG		TG	
				2011/10		Kfz			Lkw-Gruppe			Fahrzeugarten (Anteil von Kfz)											fer b ₃₀	M ₃₀ b ₃₀	day ₃₀ M ₃₀	eve ₃₀ M ₃₀	Mo-So W U S	Ant. DTV	Rich- tung	R I	R II	Mo Di-Do Fr Sa So			
				Mo-So	W	U	Veränd. zu '10	Mo-So	W	U	SV	Lkw- ähnli.	Veränd. zu '10	Pkw +Lkw	Lkw	Krad	Pkw m.	Lkw o.	Lkw m. Anh.	Sattel- zug	Bus	nkl. Kfz													
				[fd]	[Kfz/24h]	[Kfz/24h]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]											[%]		
A 2	Peine 3627/3306 R(O): AS Peine R(II)(W): AS Hämelerwald FS=6			327/311 195/194 76/61 56/56	83 682 85 548 87 036 72 032	+2,4 +2,1 +3,2 +2,5	19 799 23 783 20 687 3 232	23,7 27,8 23,8 4,5		+1,8 +2,5 -0,5 -2,3	74,6 70,5 74,3 93,6	7,8 8,1 7,7 6,8	0,2 0,2 0,2 0,4	1,5 1,4 1,7 1,8	3,9 4,4 3,8 1,4	19,4 23,1 19,6 2,5	14,4 17,1 14,6 1,9	0,4 0,3 0,4 0,6	0,2 0,2 0,2 0,1	1,02 0,81 1,14 0,6	4 485 20,4% 1 490 43,2%	4 765 20,4% 3 644 20,3%	4 326 4 323 3 929 4 053	10,3 9,9 8,9 10,1	R I R I R I R II	D C C D	C C C A								

*) DTV = durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke

MSV= maßgebende stündliche Verkehrsstärke, 30. Stunde

Abbildung 21. Auszug aus dem Katalog „Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen“ (Fitschen und Nordmann, 2014).

3.3.1 Allgemeines Vorgehen zur Überführung typisierter Ganglinien in Stundenwerte

Über die Zuordnung eines Straßenabschnitts zu einem Jahres-, einem Wochen- und den jeweiligen Tagesganglinientyp(en) wird die Verkehrsstruktur am betreffenden Abschnitt in generalisierter Form dargestellt. Eine Disaggregation in einzelne Stundenwerte lässt sich nach Pinkofsky (2005) wie folgt realisieren:

- Durch Multiplikation der Prozentwerte des Jahresganglinientyps mit dem (richtungsgetrennten) DTV können Wochenwerte (für jede Kalenderwoche) abgeleitet werden.
- Durch Multiplikation der Prozentwerte des Wochenganglinientyps mit den einzelnen Wochenwerten können Tageswerte abgeleitet werden.
- Durch Multiplikation der Prozentwerte des jeweiligen Tagesganglinientyps mit den einzelnen Tageswerten können Stundenwerte abgeleitet werden.

Grundsätzlich ist es möglich, aus dem DTV und aus einer Zuordnung zu den o. g. Ganglinientypen eine stündliche Ganglinie der Schwerverkehrsbelastung zu generieren.

3.3.2 Anwendungsbeispiel zur Überführung typisierter Ganglinien in Stundenwerte

Tabelle 9 zeigt beispielhaft für die Zählstelle Peine (Fahrtrichtung Ost) die Verkehrsbelastung sowie die typisierten Ganglinien für das Jahr 1998 und 2011. Es ist zu erkennen, dass eine Änderung in der Typisierung mit der Zeit eintreten kann.

Tabelle 9: Verkehrsdaten der Jahre 1998 und 2011 Zählstelle Peine (AS Peine), Niedersachsen

Jahr	DTV [Kfz/24h]	SV Anteil [%]	JG	WG	Tagesganglinien				
					Mo	Di-Do	Fr	Sa	So
1998	57.616	22,4	B	B	C	D	C	B	C
2011	87.036	23,7	D	C	C	C	C	A	D

In Abbildung 22 sind die Verkehrsdaten aus Tabelle 9 als Ganglinien dargestellt. In der Tagesganglinie Dienstag bis Donnerstag (Di-Do) kommt es beispielsweise zu einer Änderung von einer stark ausgeprägten Doppelspitze am Morgen bzw. am Nachmittag (Typ D) im Jahr 1998 zu einer relativ ausgeglichenen Verkehrsverteilung am Tag im Jahr 2011 (Typ C). Auch bei Samstag und Sonntag liegt jeweils eine Veränderung der Verkehrsverteilungen vor.

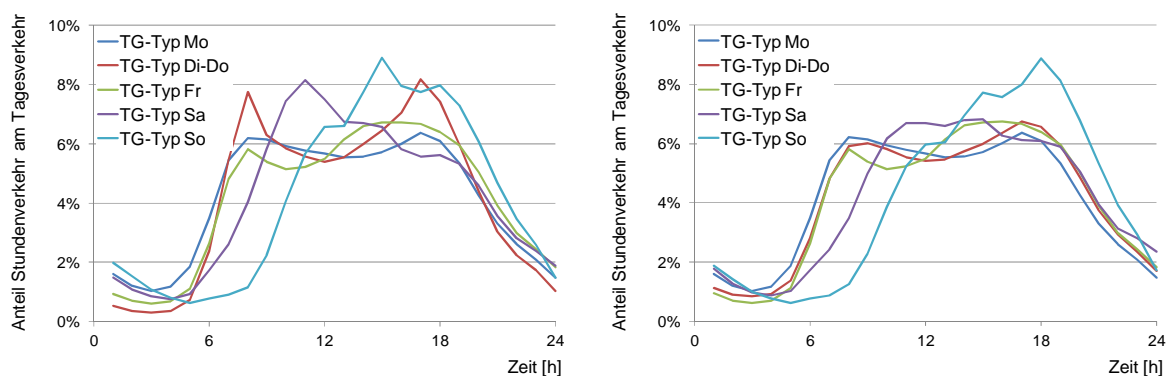


Abbildung 22: Beispiel: Tagesganglinien für das Jahr 1998 (links) und 2011 (rechts).

Nach Disaggregation kann der Schwerverkehr für jede Stunde innerhalb des Betrachtungszeitraums abgebildet werden (vgl. Abbildung 23).

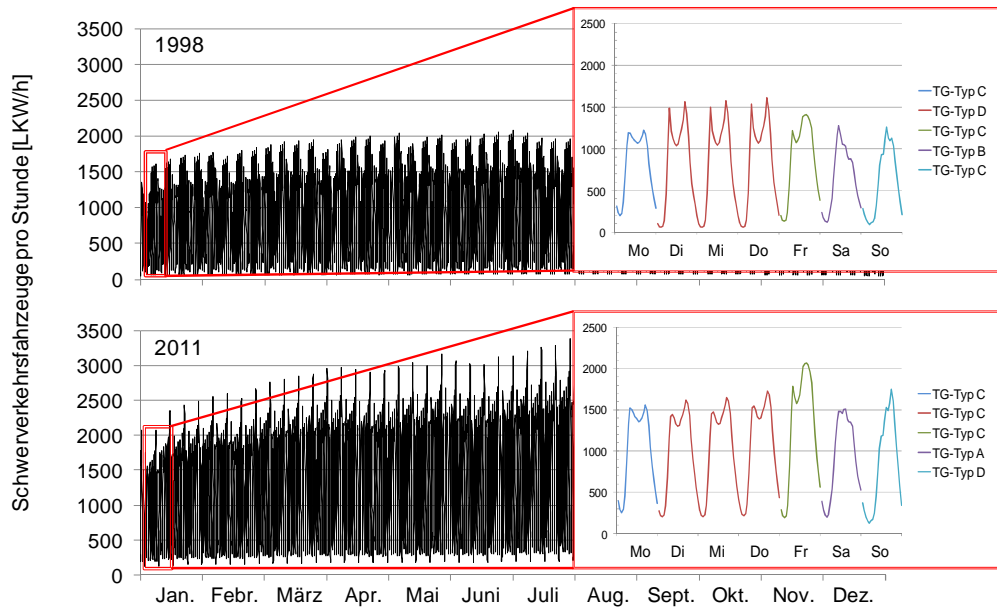


Abbildung 23. Aus Jahresgang-, Wochengang- und Tagesganglinien abgeleitete stündliche Schwerverkehrsmengen für ein Jahr für die Zählstelle Peine in den Jahren 1998 (oben) und 2011 (unten).

Daraus resultiert die Anzahl an Fahrzeugen des Schwerverkehrs pro Stunde, jedoch keine allgemein gültige Unterteilung in Fahrzeugarten und korrespondierende Achslasten (vgl. Abschnitt 3.2). Die Zuordnung des ermittelten Schwerverkehrs pro Stunde zu einem Achslastkollektiv, z. B. „BAB-Fernverkehr“ gemäß RDO Asphalt 09 (FGSV, 2009a), führt zu nachfolgender Unterteilung (Abbildung 24).

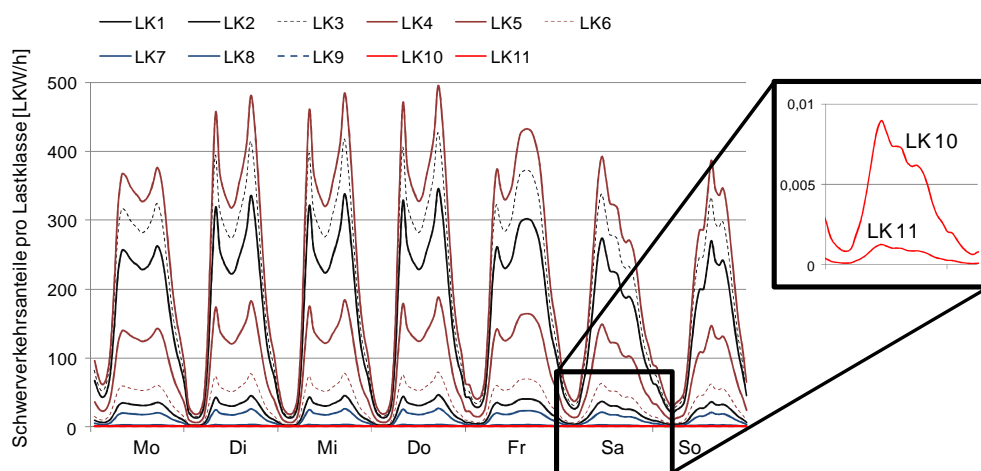


Abbildung 24. Beispielhafte Häufigkeitsverteilung von Lastklassen für das Lastkollektiv „BAB Fernverkehr“.

Dieses Vorgehen ermöglicht es, den Schwerverkehrsgang, basierend auf den jährlich veröffentlichten Daten der Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen durch die BASt für jede Stunde nachzubilden. Unter Berücksichtigung der angestrebten Lebensdauer kann so die stündliche Anzahl an Achsübergängen prognostiziert werden, die innerhalb der Nutzungsdauer zu erwarten ist (vorh N).

4 Dimensionierungsrelevante Beanspruchung durch Witterungsereignisse

4.1 Klima

Gemäß Definition ist das Klima das ortsgebundene mittlere Wetter über einen längeren Zeitraum, welcher sich in der Regel über 30 Jahre und darüber hinaus erstreckt (Kuttler, 2009). Als Witterung wird der Wetterablauf eines kürzeren Zeitraums definiert, im Regelfall mehrere Tage oder Wochen (Hupfer und Kuttler, 2006).

4.1.1 Globale Erwärmung

Basierend auf zahlreichen Aufzeichnungen weltweit agierender meteorologischer und hydrologischer Dienste ist zu erkennen, dass sich das Klima der Erde in den vergangenen Dekaden verändert hat (Climate Change, 2007). In Abbildung 25 sind die von der NASA (GISS) und National Climatic Data Center (NCDC) erfassten relativen Temperaturunterschiede und deren Entwicklung zu den Jahren 1961 bis 1990 dargestellt. Zudem ist die durchschnittliche globale Temperatur in den letzten 160 Jahren signifikant um 0,74 °C gestiegen.

Für den Zeitraum von 1995 bis 2006 konnte festgestellt werden, dass diese 11 Jahre zu den 12 wärmsten Jahren seit Beginn der Temperaturbeobachtungen zählen (Jacob et al., 2008).

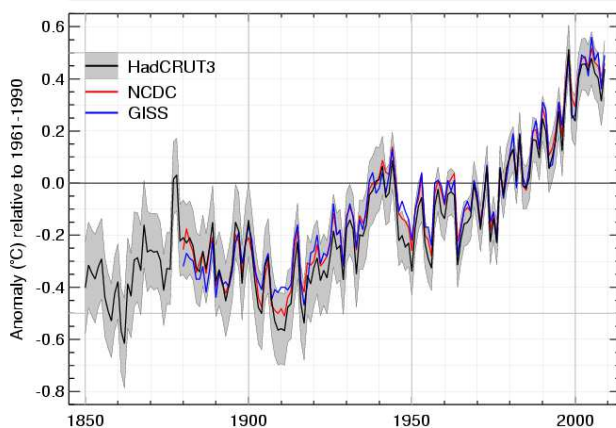


Abbildung 25. Mittlere Temperaturänderung der Jahre 1850 bis 2000 (WMO, 2009).

Auch Extremereignisse, wie beispielsweise Starkniederschläge und Hitzephasen, wurden in der unmittelbar zurückliegenden Vergangenheit gehäuft beobachtet. Es gilt, durch Entwicklung von globalen und regionalen Klimamodellen eine Abschätzung von zukünftigen Klimaphänomenen und deren zeitliche Entwicklung zu ermöglichen. Basierend auf globalen Zirkulationsmodellen GMC (General Circulation Models), die u. a. die klimarelevanten physikalischen Vorgänge in der Erdatmosphäre berücksichtigen, können Temperaturganglinien modelliert werden. Abbildung 26 zeigt den modellierten Verlauf des Temperaturganges und die Daten aus erfassten Beobachtungen des globalen mittleren Temperaturverlaufes für einen Zeitraum von 150 Jahren.

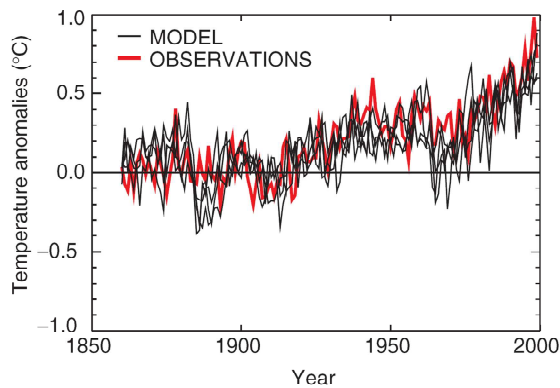


Abbildung 26. Vergleich beobachteter (rot) und modellierter (schwarz) Temperaturganglinien bei Berücksichtigung natürlicher und anthropogener Einflussfaktoren (IPCC, 2001).

Prognosen zum Klimawandel des Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) sehen eine globale Erwärmung bis Ende des 21. Jahrhunderts von bis zu 4 °C voraus (Abbildung 27). Basierend auf verschiedenen Modellen sind die dargestellten Temperaturverläufe (links) globale Mittelwerte der Erderwärmung. Man erkennt die relativen Änderungen zu den Jahren 1980 bis 1999. Zudem sind für die ausgewählten Klimaszenarien die wahrscheinlichen Bandbreiten ihres Auftretens als Säulen (Mitte) dargestellt. Auf der rechten Seite von Abbildung 27 sind für die Klimaszenarien A2 (oben), A1B (Mitte) und B1 die projizierten Temperaturänderungen flächig auf einer schematischen Weltkarte abgebildet.

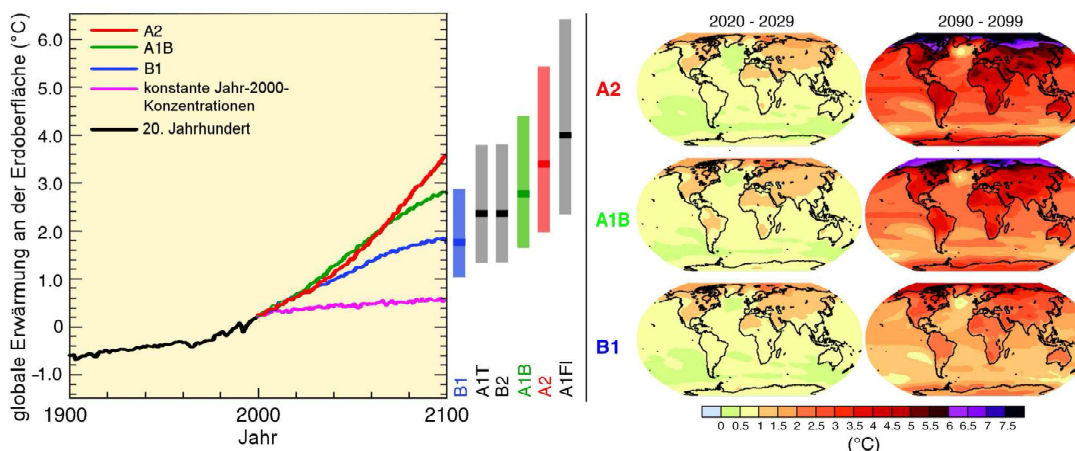


Abbildung 27. Prognosen globaler Erwärmung unter Berücksichtigung verschiedener Klimaszenarien (Solomon et al., 2007).

Bezüglich der unterschiedlichen Klimaszenarien (vgl. Abschnitt 4.1.2) wird sich die globale Erwärmung bis zum Jahr 2100 voraussichtlich unterschiedlich entwickeln, z. B. im Bereich um 1,8 °C für Szenario B1, um 2,8 °C für A1B und um 3,4 °C für Szenario A2.

Regional sind in Europa u. a. deutliche Veränderungen in den Niederschlags- und Windintensitäten möglich. Dies gilt auch im Hinblick auf die Anzahl an Frosttagen und anfallenden Schneemengen.

4.1.2 In der Arbeit berücksichtigte Klimaszenarien

Äußere Randbedingungen wie beispielsweise Solarstrahlung, Treibhausgaskonzentrationen, Landnutzung und Strömungen der Ozeane, die einen Einfluss auf das Klima haben, werden in Klimamodellen berücksichtigt.

Basierend auf Annahmen über demographische, ökonomische, technologische, soziale und ökologische Trends, die durch Klimaszenarien des IPCC definiert sind, werden insbesondere die zukünftig zu erwartenden Emissionen von Treibhausgasen (Kohlendioxid, Methan, Ozon, Fluorchlorkohlenwasserstoffe) und Aerosol-Konzentrationen aus anthropogenen Quellen berücksichtigt.

In Abbildung 28 sind verschiedene Szenarien für die Entwicklung der Kohlendioxid-Konzentration im Laufe der Zeit dargestellt.

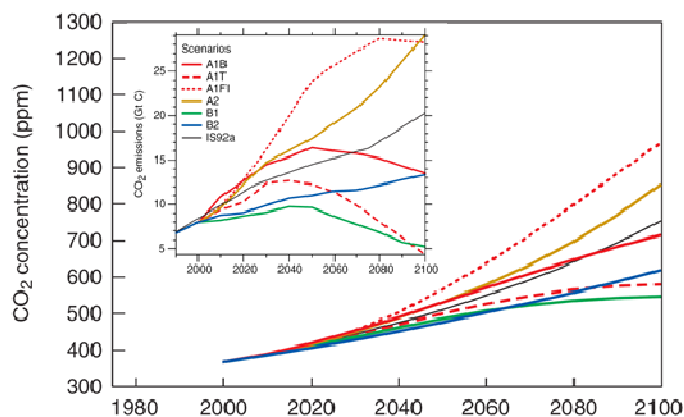


Abbildung 28. Prognose der globalen CO₂-Konzentrationen (Houghton et al., 2001).

Die in Abbildung 28 dargestellten Klimaszenarien A1B, A2 und B1 des IPCC werden nachfolgend kurz erläutert, wobei die kursiv markierten jene Szenarien sind, die für die weiteren Betrachtungen in Abschnitt 6.4 berücksichtigt werden. Folgende sozioökonomische Annahmen liegen den Szenarien zugrunde (IPCC, 2008):

- In Szenario A1 wird von einem schnellen Wirtschaftswachstum ausgegangen. Im Jahr 2050 ist mit einem Höchststand der Weltbevölkerung zu rechnen. Schnell eingeführte neue effiziente Technologien beruhen entweder auf fossil intensiven Energiequellen (sub-Szenario A1FI), auf nicht-fossilen (sub-Szenario A1T) oder aus einer Mischung beider (Sub-Szenario A1B).
- Eine kontinuierlich steigende Weltbevölkerung und eine heterogene Welt werden in Szenario A2 angenommen. Grundsätzlich ist die wirtschaftliche Entwicklung regional orientiert. Wirtschaftliches und technologisches Wachstum sind vergleichsweise gering. Zudem vollzieht sich der technologische Wandel langsamer als in der anderen Szenarien.

- Szenario *B1* stellt eine konvergente Welt mit gleicher Weltbevölkerung wie in Szenario *A1* dar, jedoch mit raschen Änderungen der wirtschaftlichen Strukturen bei Einführung emissionsarmer und ressourcenschonender Technologien. Im Fokus liegen Aspekte der wirtschaftlichen, sozialen und ökologischen Nachhaltigkeit, wobei zusätzliche Klimaschutzinitiativen unberücksichtigt bleiben.

4.1.3 Das regionale Klimamodell REMO

Am Max-Planck-Institut für Meteorologie wurde das regionale Klimamodell REMO entwickelt, um regionale Klimaprojektionen für Deutschland erstellen zu können (Jacob, 2001; Jacob et al., 2007). Dazu wurde es in das globale Klimamodell ECHAM 5/MPI OM (Roeckner et al., 2003) integriert. Als Eingangsgrößen an den seitlichen Rändern des regionalen Modells dienen Daten des globalen Modells.

Beim regionalen Klimamodell REMO handelt es sich um ein atmosphärisches Zirkulationsmodell. Es simuliert dynamische und thermodynamische Prozesse in der Atmosphäre, die auf physikalischen Gesetzen basieren (Becker et al., 2008). Durch das sogenannte Verfahren der Doppelnestung ist es möglich, die Datengrundlage aus einer groben horizontalen Auflösung in eine feinere zu überführen (Abbildung 29). Somit stehen für berücksichtigte Regionen Klimaparameter mit einer hohen räumlichen Auflösung bereit. Zu der hohen geographischen (10 km Gitter) kommt zusätzlich eine hohe zeitliche Auflösung (stündliche Zeitskala).

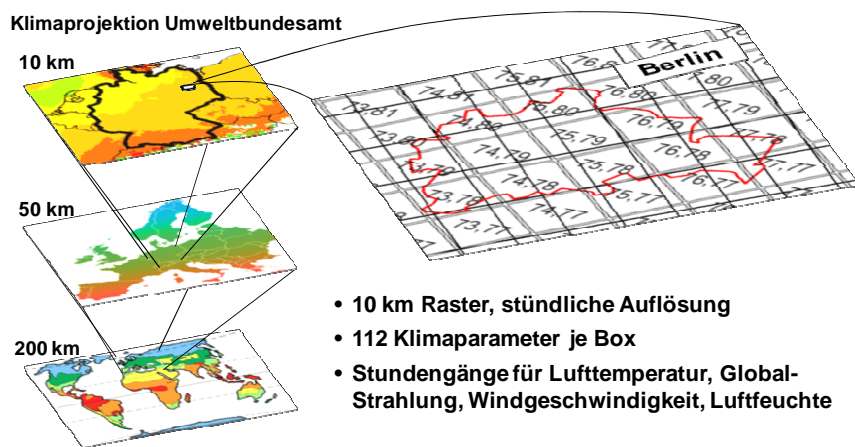


Abbildung 29. Regionales Klimamodell REMO (vgl. Wistuba und Walther, 2013a).

Ergebnisse aus REMO Simulationen in deutschen Regionen für den Zeitraum 1950 bis 2099, unter Berücksichtigung der Klimaszenarien A1B, A2 und B1, wurden von Bülow (2010) vorgestellt. Wie in Abbildung 30 dargestellt, wird in Deutschland eine Erwärmung im Bereich von 2,5 °C bis 5,5 °C erwartet.

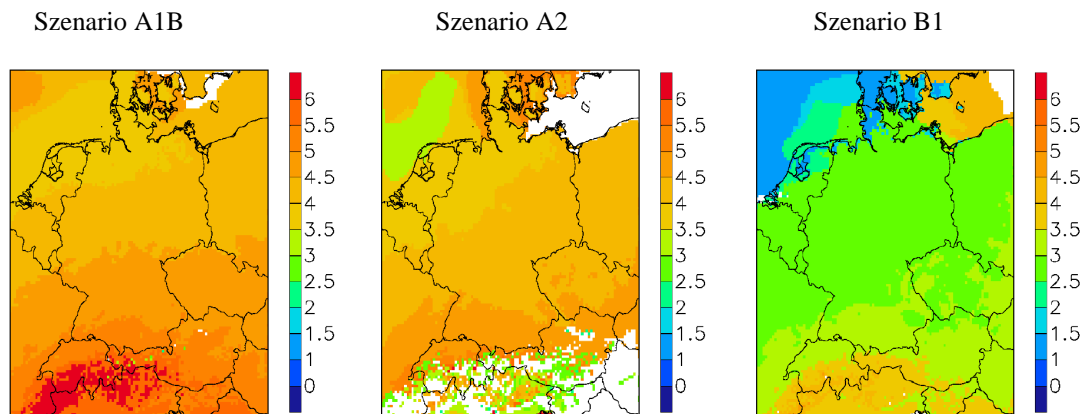


Abbildung 30. REMO Simulationen: Mittlere Temperaturänderungen in °C im Jahr 2099 für die Klimaszenarien A1B, A2 und B1 (Bülow, 2010).

Die REMO Simulationen resultieren in meteorologischen Daten auf Stundenbasis, wie beispielsweise Lufttemperatur, Globalstrahlung, Windgeschwindigkeit und Luftfeuchtigkeit. Exemplarisch sind in Abbildung 31 die Ganglinien der Lufttemperatur der REMO Simulation des Klima-Szenarios A1B für eine Zeitspanne von 40 Jahren am Beispiel der Stadt Braunschweig dargestellt.

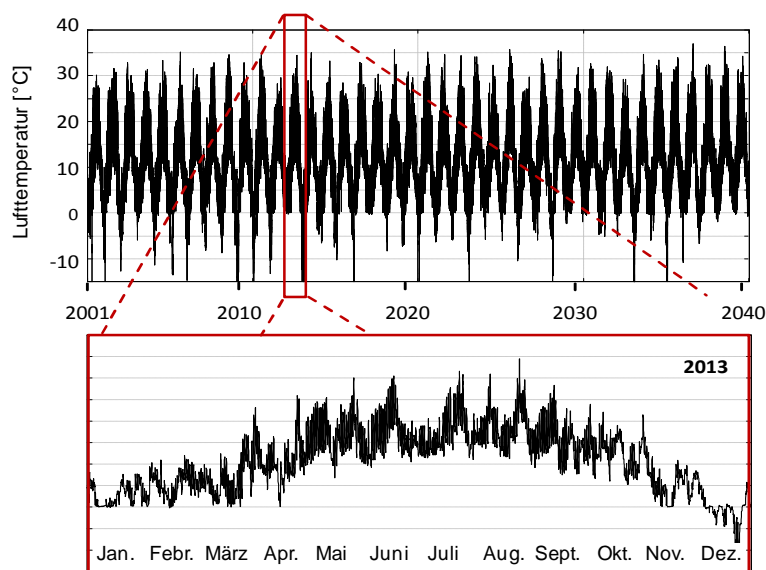


Abbildung 31. Lufttemperaturganglinien des REMO Datenkatalogs, Klima-Szenario A1B für Braunschweig, Jahre 2001 bis 2040.

4.2 Meteorologische Standardmessgrößen

Temperaturen im Straßenoberbau werden durch die in den Abschnitten 4.2.1 bis 4.2.4 erläuterten Klimaelemente beeinflusst. Diese sind primär meteorologische Größen, die messtechnisch erfasst werden können. Sie dienen im Rahmen dieser Arbeit als Eingangsgrößen für die Berechnung von Temperaturganglinien im Straßenoberbau.

4.2.1 Lufttemperatur

Die Lufttemperatur wird in der bodennahen Atmosphäre an geeigneten Standorten gemessen, wobei in der Regel weiß gestrichene Wetterhütten zum Einsatz kommen, die im Abstand von 2 m über kurz gehaltenem Rasen positioniert sind. So werden Einflüsse durch Sonneneinstrahlung und der Erdoberfläche auf das Messergebnis reduziert. Diese Randbedingungen garantieren vergleichbare Messergebnisse. Die Angabe der Lufttemperatur erfolgt in den SI-Einheiten Grad Celsius oder Kelvin. Sie ist gekennzeichnet durch einen Tages- und/oder Jahresgang, wobei eine Abhängigkeit zur Solarstrahlung besteht.

Das arithmetische Mittel der 24 Stundenwerte ergibt das so genannte wahre Tagesmittel der Lufttemperatur. Nach Weischet (1995) lassen sich von Tagesganglinien der Lufttemperatur bestimmte Eigenschaften ableiten. Nach Sonnenuntergang kommt es zu einem Abfall, der, je nach Luftfeuchte und Bewölkung, unterschiedlich stark ausgeprägt ist. Das Minimum des Temperaturverlaufes wird kurz vor Sonnenaufgang erreicht (siehe Abbildung 32).

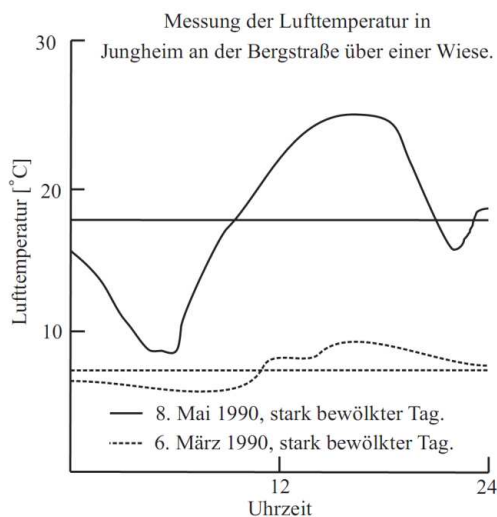


Abbildung 32. Beispiel für Tagesgänge der Lufttemperatur um ihren Mittelwert (VDI-Richtlinie 3786, Blatt 1).

Das Temperaturmaximum ist abhängig vom Sonnenhöchststand sowie der Heizwirkung des Untergrundes. Durch die arithmetische Mittelbildung der berechneten Tageswerte können klimatologische Mittelwerte für längere Zeiträume errechnet werden.

Der mittlere Jahresdurchschnitt ergibt sich nach VDI Richtlinie 3786, Blatt 1 aus einer mindestens über 30 Jahre umfassenden Messreihe. Dabei können Einzelwerte beträchtlich von den Durchschnittswerten abweichen.

4.2.2 Windgeschwindigkeit

In der Meteorologie wird Wind als bewegte Luft charakterisiert, dargestellt durch Geschwindigkeit und Richtung mittels eines Vektors (Zmarsly et al., 2007). Wind entsteht als Ausgleichsströmung zwischen zwei Orten mit unterschiedlichem Luftdruck. Die Ursache der Luftdruckabweichungen ist auf die ungleichmäßige Erwärmung der Erdoberfläche zurückzuführen. Die Windgeschwindigkeit ist der Weg, den Luft pro Zeiteinheit im Raum zurücklegt. Angegeben wird die Windgeschwindigkeit in der Einheit m/s oder durch die Windstärke nach Beaufort Bf. Die Klassifizierung der Windstärke, mit entsprechenden Beispielen für die Auswirkungen des Windes, sind in Tabelle 10 angegeben.

Tabelle 10: Windstärkenskala nach Beaufort (Häckel, 1993)

Windstärke			Windgeschwindigkeit	
[Bf]	Bezeichnung	Auswirkungen des Windes	[m/s]	[km/h]
0	still	Windstille, Rauch steigt gerade empor	0,0-0,2	1
1	leiser Zug	Wind durch Zug des Rauches angezeigt	0,3-1,5	1-5
2	leichte Brise	Windfahne bewegt sich	1,6-3,3	6-11
3	schwache Brise	Blätter und dünne Zweige bewegen sich	3,4-5,4	12-19
4	mäßige Brise	hebt Staub und loses Papier	5,5-7,9	20-28
5	frische Brise	kleine Laubbäume schwanken	8,0-10,7	29-38
6	starker Wind	starke Äste in Bewegung	10,8-13,8	39-49
7	steifer Wind	Bäume in Bewegung	13,9-17,1	50-61
8	stürmischer Wind	Zweige werden abgerissen	17,2-20,7	62-74
9	Sturm	kleine Schäden an Häusern	20,8-24,4	75-88
10	schwerer Sturm	entwurzelt Bäume, bedeutende Schäden	24,5-28,4	89-102
11	orkanartiger Sturm	verbreitete Sturmschäden	28,5-32,6	103-117
12	Orkan	Schwerste Verwüstung	32,7-36,9	118-133

Die Windstärke ist starken Schwankungen ausgesetzt. Im Jahresgang, basierend auf Tages- oder Monatsmitteln, zeigt die Windgeschwindigkeit ein Minimum im Sommer und zwei Maxima im Frühjahr und Winter (Kuttler, 2009).

4.2.3 Luftfeuchtigkeit

Der in der Atmosphäre enthaltene Wasserdampf wird als Luftfeuchte bezeichnet. In Abhängigkeit von der Lufttemperatur kann das in der Luft enthaltende Gasgemisch einen Wasserdampfanteil von bis zu 4 Volumenprozenten erreichen. Der Wasserdampfanteil in der Atmosphäre unterliegt u. a. durch Verdunstungs- und Kondensationsprozesse starken Schwankungen. Es gibt unterschiedliche Luftfeuchtemaße, die in Abhängigkeit vom Dampfdruck e definiert sind. Sie werden nachfolgend erläutert.

Der Dampfdruck e ist der messbare Partialdruck des Wasserdampfes in der Atmosphäre. Der maximal mögliche Wasserdampfdruck ist der Sättigungsdampfdruck E . Durch Anwendung der Magnus Gleichung (Gleichung 12) kann dieser in Abhängigkeit von der Lufttemperatur T näherungsweise ermittelt werden (Foken, 2006).

$$E = 6,112 \cdot \exp^{\frac{22,62 \cdot T}{243,12 + T}} \quad \text{Gl. 12}$$

mit:

E	Sättigungsdampfdruck [hPa],
T	Lufttemperatur [°C].

Eine genauere Bestimmung des Sättigungsdampfdrucks ist nach Sonntag und Heinze (1982) wie folgt möglich:

$$E(T) = \exp^{-6094,4642 \cdot T^{-1} + 21,1249952 - 2,7245552 \cdot 10^{-2} \cdot T + 1,6853396 \cdot 10^{-5} \cdot T^2 + 2,4575506 \cdot \ln T} \quad \text{Gl. 13}$$

(a) Absolute Luftfeuchtigkeit

Die absolute Luftfeuchtigkeit ρ_w gibt die Konzentration des Wasserdampfes in der Luft an. Sie wird berechnet als Quotient des Dampfdrucks und der spezifischen Gaskonstante R_w bei absoluter Temperatur T .

$$\rho_w = \frac{e}{R_w \cdot T} \quad \text{Gl. 14}$$

mit:

ρ_w	absolute Luftfeuchtigkeit [kg/m³],
e	Dampfdruck [hPa],
R_w	spezifische Gaskonstante für Wasserdampf (461,6 J/kg K),
T	Temperatur.

(b) Spezifische Luftfeuchtigkeit

Die spezifische Luftfeuchtigkeit s gibt das Verhältnis der Massen des Wasserdampfes und der vorhandenen feuchten Luft wieder. Aufgrund des Massenbezuges ist diese Größe auch bei Temperatur- und/oder Druckveränderungen konstant. Folgende Beziehung zwischen der spezifischen Luftfeuchtigkeit s und dem Dampfdruck e ist gegeben, wobei der zugrunde liegende Faktor 0,622 das Verhältnis der Molmassen von Wasserdampf und trockener Luft angibt (siehe Zmarsly et al., 2007):

$$s = \frac{0,662 \cdot e}{p - 0,378 \cdot e} \quad \text{Gl. 15}$$

mit:

s	spezifische Luftfeuchtigkeit [kg/kg³],
p	Luftdruck [hPa],
e	Dampfdruck [hPa].

Der Maximalwert der spezifischen Luftfeuchtigkeit ist die Sättigungsfeuchtigkeit S . Diese kann unter Berücksichtigung des Sättigungsdampfdruckes E durch Gleichung 16 ermittelt werden:

$$S = \frac{0,662 \cdot E}{p - 0,378 \cdot E} \quad \text{Gl. 16}$$

(c) Relative Luftfeuchtigkeit

Die relative Luftfeuchtigkeit f beschreibt bei gleichen Temperatur- und Druckverhältnissen das Verhältnis des vorhandenen Wasserdampfgehaltes in der Luft zum Maximalwert (Sättigung) und wird in der Einheit Prozent angegeben. Sie lässt sich aus Dampfdruck und Sättigungsdampfdruck bzw. aus spezifischer Luftfeuchtigkeit und Sättigungsfeuchtigkeit rechnerisch bestimmen:

$$f = \frac{e}{E} \cdot 100\% = \frac{s}{S} \cdot 100\% \quad \text{Gl. 17}$$

mit:

f	Relative Luftfeuchtigkeit [%],
e	Dampfdruck [hPa],
E	Sättigungsdampfdruck [hPa],
s	spezifische Luftfeuchtigkeit [kg/kg ³],
S	Sättigungsfeuchtigkeit [kg/kg ³].

Die relative Luftfeuchtigkeit weist stets einen typischen Tagesgang auf. An wolkenarmen Tagen ist sie am niedrigsten, wobei in den Nächten eine Sättigung bis zu 100 Prozent möglich ist. Im Jahresverlauf ergeben sich die geringsten Tagesmittelwerte der relativen Luftfeuchtigkeit im Winter, die höchsten im Sommer, da warme Luft mehr Wasser aufnehmen kann als kalte (vgl. Abbildung 33).

Der Zusammenhang verschiedener Luftfeuchtemaße kann durch Nomogramme wiedergegeben werden (siehe Abbildung 33). Beispielsweise lassen sich bei Kenntnis von Lufttemperatur (20 °C) und relativer Luftfeuchtigkeit (80 %) die jeweiligen Luftfeuchtemaße ableiten.

Ablesebeispiele:

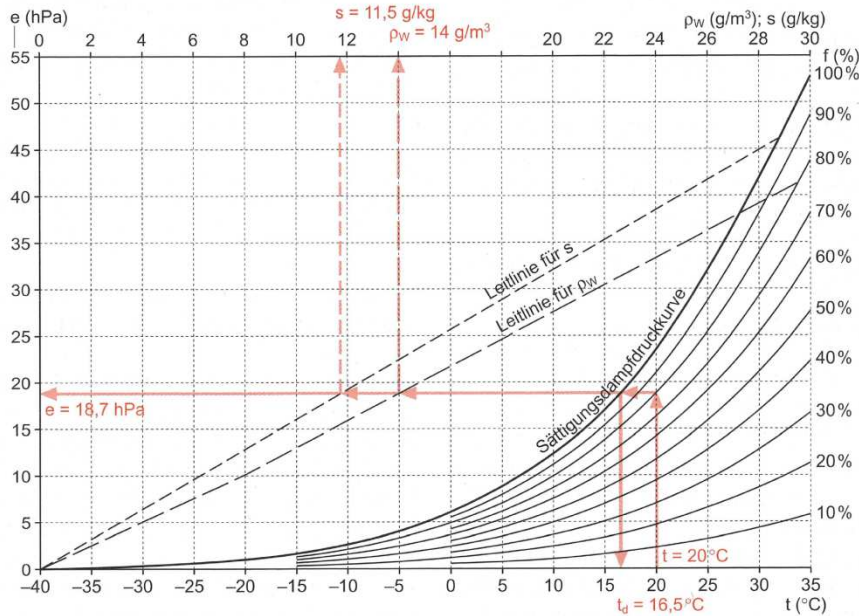
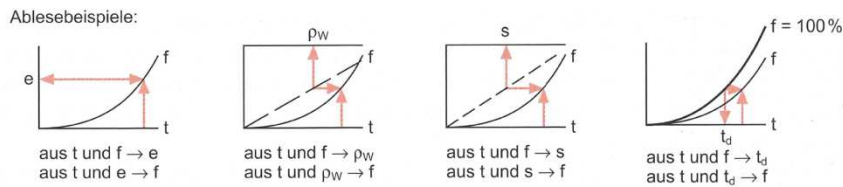


Abbildung 33. Temperaturabhängigkeit verschiedener Luftfeuchtemaße bei Normaldruck (Kuttler, 2009; nach Schreiber, 1982).

4.2.4 Solarstrahlung

Die Sonne emittiert elektromagnetische Strahlung. Das Spektrum der Strahlung lässt sich grob in drei Bereiche unterteilen, nämlich ultraviolette, sichtbare (Sonnenlicht) und infrarote Strahlung. Die maximale Energie der Solarstrahlung liegt dabei im Bereich der sichtbaren Strahlung (Hupfer und Kuttler, 2006, Tabelle 11).

Die Strahlungsenergie aus direkter Sonnenstrahlung S_{\perp} normal auf eine Fläche hängt von der Solarkonstante und dem Abstand der Erde zur Sonne ab. Trifft die direkte Sonnenstrahlung auf eine beliebig orientierte Fläche, verändert sich die Strahlungsenergie. Dieser Zusammenhang zwischen der Neigung einer Fläche und der auf sie treffenden Strahlung wird durch das Cosinus Gesetz nach Lambert wie folgt beschrieben:

$$S_{\angle} = S_{\perp} \cdot \cos(\beta) \quad \text{Gl. 18}$$

mit:

S_{\angle}	Solarstrahlung / Strahlungsenergie auf beliebig orientierter Fläche [W/m^2],
S_{\perp}	Solarstrahlung / Strahlungsenergie auf orthogonal orientierter Fläche [W/m^2],
β	Einfallswinkel der Strahlung [$^{\circ}$].

Die langjährige mittlere Strahlungsenergie der Sonne pro Fläche an der Obergrenze der Atmosphäre entspricht der Solarkonstante, sie beträgt $1369 \text{ W}/\text{m}^2$ (Zmarsly et al., 2007). Aufgrund von Absorption und Streuung (Extinktion) der Atmosphäre weist die Intensität der

Strahlung an der Erdoberfläche wesentlich geringere Beträge auf. Der durch Absorption und Streuung abgeminderte Teil der Solarkonstante, der auf die Erdoberfläche trifft, ist die Transmission S_T der Atmosphäre. Der resultierende Strahlungsanteil, verursacht durch Reflexion der Wolken und durch Streuung in Luft und Wolken, ist die diffuse Himmelsstrahlung (vgl. Abbildung 34).

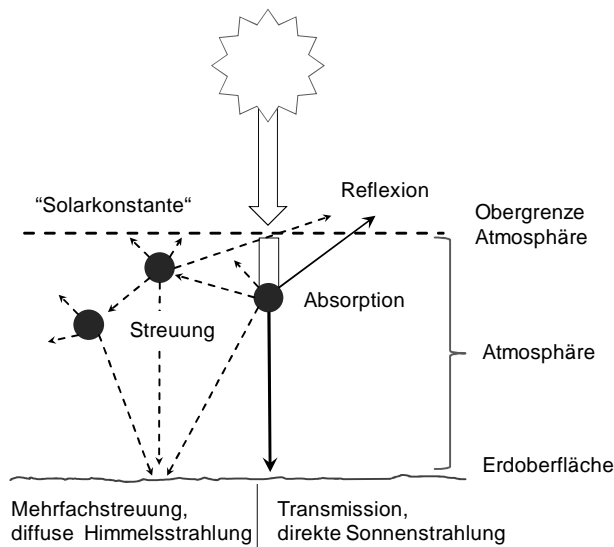


Abbildung 34. Schematische Darstellung atmosphärischer Extinktion der Solarstrahlung (nach Schönwiese, 2008).

Das Verhältnis der Strahlungsflüsse bezüglich Absorptions- (α), Reflexions- (ε) und Transmissionsgrad (τ) kann wie folgt bestimmt werden (Zmarsly et al., 2007):

$$\alpha = \frac{\Phi_a}{\Phi_0}, \quad \varepsilon = \frac{\Phi_r}{\Phi_0}, \quad \tau = \frac{\Phi_t}{\Phi_0} \quad \text{Gl. 19}$$

wobei gilt: $\alpha + \varepsilon + \tau = 1$ Gl. 20

mit:

Φ_a	Strahlungsfluss der absorbierten Strahlung [W],
Φ_r	Strahlungsfluss der reflektierten Strahlung [W],
Φ_t	Strahlungsfluss der transmittierten Strahlung [W],
Φ_0	Strahlungsfluss der ungeschwächten (ursprünglichen) Strahlung [W].

Die Transmission weist sowohl kurzwellige (solare) als auch langwellige (terrestrische) Strahlungsanteile auf, die in der Klimatologie grundsätzlich unterschieden werden. Das Spektrum elektromagnetischer Wellen und deren Einstufung in kurzwellige bzw. langwellige Strahlungsanteile ist Tabelle 11 zu entnehmen.

Tabelle 11: Spektralbereiche optischer Strahlung (nach DIN 5031, Teil 7)

Strahlungsbereich	Wellenlänge	Bemerkung
ultraviolette Strahlung	100 – 380 nm	kurzwellige Strahlung
sichtbarer Bereich	380 – 780 nm	kurzwellige Strahlung
infraroter Bereich	0,78 – 1000 μm	
nahes Infrarot	0,78 – 1,4 μm	kurzwellige Strahlung
thermisches Infrarot	1,4 – 3,0 μm	kurzwellige Strahlung
fern Infrarot	3,0 – 1000 μm	langwellige Strahlung

Abhängig von der Wellenlänge, unterliegen kurzwellige und langwellige Strahlungsanteile unterschiedlicher Streuung. Erfolgt diese ausschließlich in eine Richtung, spricht man von Reflexion.

Das Reflexionsvermögen, auch Albedo ε (lat., weiße Farbe) genannt, gibt das Verhältnis reflektierter Strahlung zu einfallender Strahlung wieder und wird in Prozent [%] angegeben. Dabei wird die Albedo stark von Struktur und Farbe der Oberfläche, auf der die Strahlung auftrifft, der Wellenlänge und vom Einfallswinkel der Strahlung beeinflusst. Bei flachen Einfallswinkeln ($< 20^\circ$) nimmt die Albedo ungeachtet der Oberfläche deutlich zu (Häckel, 2008). Für den sichtbaren Bereich der Strahlung gilt, dass helle Oberflächen eine hohe und dunkle eine geringe Albedo aufweisen.

Entsprechend der Wellenlänge kann das Reflexionsvermögen in kurzwellige und langwellige Albedo unterteilt werden. In Tabelle 12 sind Albedo-Bereiche für unterschiedliche Oberflächen enthalten.

Tabelle 12: Albedo-Bereiche verschiedener Oberflächen (Barry und Chorley, 2003; Häckel, 2008; Nefzger und Karipot, 1997)

Oberfläche	kurzwellige Albedo ε_k [%]	langwellige Albedo ε_l [%]
Asphaltstraße (neu)	5 - 10	4 – 5
Asphaltstraße (alt)	19 - 25	k. A.
Betonstraße	27 - 30	3 – 4
Beton	14 - 22	k. A.
Wolken	60 - 90	10
Neuschnee	75 - 95	1 - 18
Altschnee	40 - 70	2
Gletschereis	30 - 45	1 - 4
Wasser	3 - 10	4
Sand	15 - 40	10
polierte Metalle	ca. 80	98

Wie zuvor erwähnt, liegt die maximale Energie der Solarstrahlung im Bereich der sichtbaren Strahlung und damit im kurzwelligen Bereich (vgl. Tabelle 11). So wird das aufgrund von Strahlung hervorgerufene Erwärmen der Straßenoberfläche durch die kurzwellige Albedo wesentlich beeinflusst, weil reflektierte Strahlungsanteile und deren Energie nicht von der bestrahlten Oberfläche aufgenommen werden können.

4.3 Wärmehaushalt des Straßenoberbaus

Die Temperaturverteilung innerhalb einer Asphaltbefestigung sowie der Temperaturgang über die Zeit beeinflussen die mechanischen Eigenschaften von Asphalt maßgeblich und sind daher wesentliche Eingangsgrößen für die rechnerische Dimensionierung. Weil die Messung von Straßentemperaturen aufwendig ist, können diese vereinfacht durch charakteristische Temperaturverläufe abgeschätzt werden. Eine weitere Möglichkeit zur Ermittlung von Straßentemperaturen stellt die Berechnung der Straßenoberflächentemperatur auf Basis meteorologischer Standardmessgrößen, nämlich Globalstrahlung, Lufttemperatur, relative Luftfeuchtigkeit und Windgeschwindigkeit mittels Strahlungsbilanz dar. Bei bekanntem Oberflächentemperaturgang können mittels Energiebilanz Temperaturprofile über die Zeit ermittelt werden.

4.3.1 Strahlungsbilanz

Die Summe der auf Oberflächen auftreffenden Strahlungsanteile wird als Strahlungsbilanz Q bezeichnet und ist durch kurzwellige (Q_k) und langwellige Strahlungsbilanz (Q_l) definiert:

$$Q = Q_k + Q_l \quad \text{Gl. 21}$$

Die Strahlungsbilanz Q kann, wie in den nachfolgenden Abschnitten „kurzwellige Strahlungsbilanz“ und „langwellige Strahlungsbilanz“ beschrieben, in Gleichung 22 überführt werden. Dabei liegt die Globalstrahlung G als direkte Messgröße zur Ermittlung der Strahlungsbilanz vor. Die Gegenstrahlung M_G sowie die Emission M_A lassen sich mittels Gleichung 27 und 28 bestimmen (Pohlmann, 1989).

$$Q = G \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_k}{100\%}\right) + M_G - M_A - M_G \cdot \frac{\varepsilon_l}{100\%} \quad \text{Gl. 22}$$

mit:

Q	Strahlungsbilanz [W/m^2],
G	Globalstrahlung [W/m^2],
ε_k	kurzwellige Albedo [%],
M_A	Emission [W/m^2],
M_G	Gegenstrahlung [W/m^2],
ε_l	langwellige Albedo [%].

Abbildung 35 zeigt für einen sonnigen und einen bewölkten Tag typische Tagesverläufe der Strahlungsbilanz Q , Globalstrahlung G , Gegenstrahlung M_G , Reflexionsstrahlung R_k und Emission M_A .

Der Verlauf der Globalstrahlung weist einen deutlichen Unterschied zwischen den maximalen Stundenwerten an einem sonnigen ($850 \text{ W}/\text{m}^2$) und an einem bewölkten Tag ($250 \text{ W}/\text{m}^2$) auf. Die Gegenstrahlung M_G ist an bewölkten Tagen höher als an sonnigen. Zurückzuführen ist dies darauf, dass eine warme, wolkenreiche Atmosphäre mehr langwellige Strahlung abgibt als der wolkenlose Himmel. Der Einfluss der Bewölkung auf die langwellige Gegenstrahlung zeigt sich am Abend des bewölkten Tages. Nach kurzzeitiger Aufklärung nimmt die Gegenstrahlung um bis zu $50 \text{ W}/\text{m}^2$ ab (Kuttler, 2009).

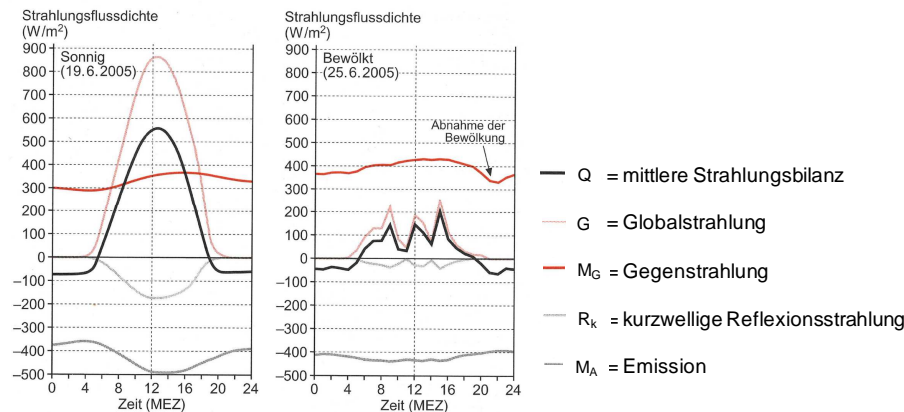


Abbildung 35. Beispiel: Stundenmittel der Strahlungsbilanzgleichung an einem sonnigen (links) und einem bewölkten Tag (rechts) in Deutschland (Kuttler, 2009).

In Abbildung 36 ist die mittlere Strahlungsbilanz Q für Winter, Frühling, Sommer und Herbst aufgeführt. Die Gegenstrahlung M_G variiert im Vergleich zu den übrigen Strahlungen am geringsten. Sie besitzt zu jeder Tages- und Jahreszeit nahezu den gleichen Wert, da die Atmosphäre zu jeder Zeit Wärmestrahlung abgibt. Die langwellige Ausstrahlung der Erdoberfläche (Emission M_A) ist zur Mittagszeit minimal und im Sommer geringer als im Winter, da die Erdoberfläche bei hohem Sonnenstand am wärmsten ist und demnach in dieser Zeit die größte Strahlung abgibt (Kuttler 2009). Die Gesamtstrahlungsbilanz Q liegt in allen vier Jahreszeiten während der Nacht im negativen Bereich, wobei sie im Winter in der Summe negativ ist. Bei Sonnenaufgang steigt sie steil an und erreicht ihr Maximum um die Mittagszeit.

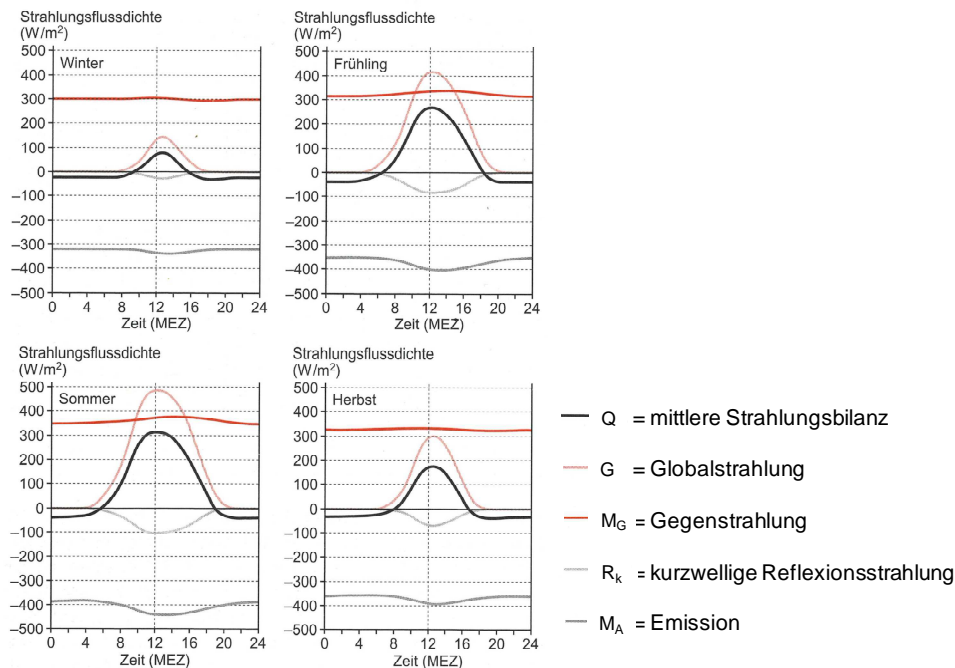


Abbildung 36. Beispiel: Mittlere Stundenmittel der Strahlungsbilanzgleichung (Jahreszeitenmittel) für eine Messstation in Deutschland im Zeitraum von Mai 2005 bis September 2006 (Kuttler, 2009).

(a) Kurzwellige Strahlungsbilanz

Der nach Streuprozessen an Luftmolekülen, Nebel und Wolken an der Erdoberfläche auftretende Strahlungsanteil wird als diffuse Himmelsstrahlung S_D bezeichnet. Die Summe aus direkter Solarstrahlung und diffuser Himmelsstrahlung ist die Globalstrahlung G . Sie gibt an, welche Strahlungsenergie von einer horizontalen Oberfläche empfangen und in Wärme umgewandelt werden kann (Malberg, 2007).

Durch die kurzwellige Reflexionsstrahlung R_k wird die Globalstrahlung an der Erdoberfläche, in Abhängigkeit von der Albedo, zu einem geringen Anteil von ca. 4 % (Häckel, 2008) reduziert. Daraus resultiert:

$$Q_k = (S_{\angle} + S_D) - R_k = G - R_k \quad \text{Gl. 23}$$

mit:

Q_k	kurzwellige Strahlungsbilanz [W/m^2],
S_{\angle}	direkte Sonnenstrahlung [W/m^2],
H	diffuse Himmelsstrahlung [W/m^2],
G	Globalstrahlung [W/m^2],
R_k	kurzwellige Reflexionsstrahlung [W/m^2].

Die kurzwellige Albedo ε_k wird bei der Ermittlung der kurzwelligen Reflexionsstrahlung R_k wie folgt berücksichtigt:

$$R_k = G \cdot \frac{\varepsilon_k}{100\%}. \quad \text{Gl. 24}$$

Das Einsetzen in Gleichung 23 ergibt:

$$Q_k = G \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_k}{100\%}\right). \quad \text{Gl. 25}$$

(b) Langwellige Strahlungsbilanz

Die abwärtsgerichtete Gegenstrahlung M_G der Atmosphäre, die Wärmestrahlung der Oberfläche (Emission M_A) und der langwellige Reflexionsanteil R_l bilden die langwellige Strahlungsbilanz Q_l .

$$Q_l = M_G - M_A - R_l \quad \text{Gl. 26}$$

mit:

Q_l	langwellige Strahlungsbilanz [W/m^2],
M_G	atmosphärische Gegenstrahlung [W/m^2],
M_A	Emission langwelliger Strahlung [W/m^2],
R_l	langwellige Reflexionsstrahlung [W/m^2].

Die atmosphärische Gegenstrahlung M_G ist die in Richtung Erdoberfläche emittierte langwellige Strahlung und kann über die von Angström bestimmte Gleichung 27 ermittelt werden (Krebs und Böllinger, 1981).

$$M_G = \sigma_B \cdot T_L^4 (a - b \cdot 10^{-c \cdot e}) \quad \text{Gl. 27}$$

mit:

σ_B	Stefan-Boltzmann-Konstante ($5,6698 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$),
T_L	Lufttemperatur in 2 m Höhe [K],
a, b, c	Konstanten nach Linke und Möller (1974), a = 0,79; b = 0,174 und c = 0,095
e	Dampfdruck [hPa].

Körper, deren Oberflächentemperatur über dem absoluten Nullpunkt liegen, senden Strahlen aus (von Böckh, 2006). Diese Strahlung (Emission M_A) an die Umgebung lässt sich durch nachfolgende Gleichung am Beispiel der Fahrbahnoberfläche berechnen.

$$M_A = \kappa_l \cdot \sigma_B \cdot (T_O + 273,15)^4 \quad \text{Gl. 28}$$

mit:

κ_l	langwelliger Emissionskoeffizient der Fahrbahnoberfläche (Asphalt = 0,91),
T_O	Temperatur der Fahrbahnoberfläche [°C].

Wie bei der kurzwelligen Strahlungsbilanz reflektiert ein Teil der atmosphärischen Gegenstrahlung von der Fahrbahnoberfläche. Die langwellige Reflexionsstrahlung R_l ist der Anteil der atmosphärischen Gegenstrahlung M_G , der von der Fahrbahnoberfläche durch die langwellige Albedo ε_l reflektiert wird.

$$R_l = M_G \cdot \frac{\varepsilon_l}{100\%} \quad \text{Gl. 29}$$

4.3.2 Wärmeleitung

Auf Grundlage der Energiebilanz lässt sich die Straßenoberflächentemperatur unter Zuhilfenahme des Wärmehaushaltes (vgl. Abbildung 37) berechnen.

$$Q + B + L + V = 0 \quad \text{Gl. 30}$$

mit:

Q	Strahlungsbilanz [W/m^2],
B	Bodenwärmestrom [W/m^2],
L	Wärmestrom aus konvektivem Wärmeübergang zur Luft [W/m^2],
V	Wärmestrom infolge Verdunstung und Kondensation von Wasser [W/m^2].

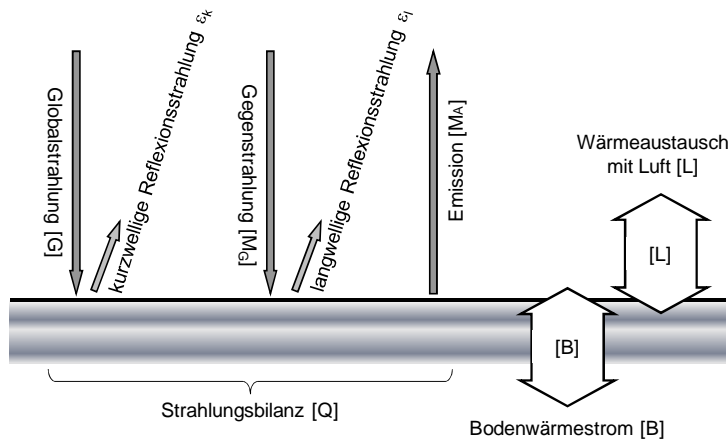


Abbildung 37. Wärmeströme an der Fahrbahnoberfläche.

Um dem Energieerhaltungssatz zu genügen, sind alle thermischen Einflüsse auf die Fahrbahnoberfläche zu berücksichtigen. Kayser stellt 2007 ein Verdunstungsmodell vor, mit dem der Wärmestrom infolge Kondensation und Verdampfung berücksichtigt werden kann. Eine maßgebende Eingangsgröße ist dabei die Niederschlagshöhe. In anderen Literaturquellen werden Verdunstungsmodelle jedoch meist vernachlässigt, da davon ausgegangen wird, dass der Wärmegewinn durch eine mögliche nächtliche Kondensation von Wasser an der Fahrbahnoberfläche sich mit dem Wärmeverlust der bei Sonnenaufgang eintretenden Verdunstung ausgleicht (Pohlmann, 1989). Es folgt $V = 0$.

Der Bodenwärmestrom B einer isotropen Schicht lässt sich, abhängig von der Temperatur, bei einer Tiefe dx mit Gleichung 31 beschreiben (Häkel, 2008):

$$B = \lambda \cdot \frac{dT}{dx} \quad \text{Gl. 31}$$

mit:

λ Wärmeleitfähigkeit $[W/(m \cdot K)]$.

Die Berücksichtigung des Wärmeübergangs L zur Luft ist in Gleichung 32 beschrieben:

$$L = \alpha \cdot (T_L - T_0) \quad \text{mit} \quad \text{Gl. 32}$$

$$\alpha = 10 \cdot (0,174 + 0,941 \cdot u_w^{0,366}) \quad \text{Gl. 33}$$

mit:

α Wärmeübergangszahl $[W/(m^2 \cdot K)]$,
 T_L Lufttemperatur $[K]$,
 T_0 Oberflächentemperatur der Straße $[K]$,
 u_w Windgeschwindigkeit $[m/s]$.

Unter Vernachlässigung des Wärmeflusses infolge Verdunstung V ist Gleichung 30 wie folgt darzustellen (vgl. Wistuba, 2002):

$$G \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_k}{100}\right) - M_A + M_G - M_G \cdot \frac{\varepsilon_l}{100} + \alpha \cdot (T_L - T_0) + \lambda \cdot \frac{dT}{dx} = 0 \quad \text{Gl. 34}$$

4.3.3 Untergrundtemperatur

Neben den auf die Fahrbahnoberfläche einwirkenden Größen stellt die Untergrundtemperatur eine weitere thermische Randbedingung dar. Im Rahmen dieser Arbeit wird die von Pohlmann verwendete Jahresganglinie der Untergrundtemperatur T_U (adiabatische Wand) in 2,5 m Tiefe genutzt (vgl. Tabelle 13).

Tabelle 13: Untergrundtemperaturganglinie in 2,5 m Tiefe (Pohlmann, 1989)

Monat	Jan.	Febr.	März	Apr.	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.
T [°C]	5,8	4,9	4,2	4,5	6,2	8,6	11,2	12,8	13,0	11,9	9,8	7,8

4.3.4 Explizites Differenzenverfahren

Das explizite Differenzenverfahren beruht auf der Fourier'schen Differentialgleichung für die Wärmeleitung. Mit Hilfe dieses Verfahrens ist es möglich, instationäre, thermische Vorgänge auf iterativem Weg zu beschreiben. Krebs und Böllinger (1981) konnten die Eignung dieses numerischen Verfahrens für die Temperaturberechnung im Straßenoberbau nachweisen. Später zeigte auch Wistuba (2002) die ausreichende Genauigkeit dieses Verfahrens durch Vergleich mit realen Temperaturmessungen auf.

Für einen einseitig begrenzten linearen Wärmeleiter bei konstanter Temperatur nimmt die Wärmeleitungsgleichung folgende Form an:

$$\frac{dT}{dt} = a \cdot \frac{d^2T}{dx^2} \quad \text{Gl. 35}$$

mit:

T	Temperatur [K],
t	Zeit [h],
a	Temperaturleitzahl [cm²/h],
x	Tiefenposition [cm].

Werden nun Zeit t und Tiefe x in endlich kleine Bereiche unterteilt, kann Gleichung 35 in nachfolgende Differenzengleichung überführt werden:

$$\frac{\Delta T_t}{\Delta t} = a \cdot \frac{\Delta^2 T_x}{\Delta x^2} \quad \text{Gl. 36}$$

mit:

ΔT_t	zeitabhängige Differenz zweier Temperaturen [K] in unterschiedlichen Tiefen,
Δt	betrachtetes Zeitintervall [h],
$\Delta^2 T_x$	tiefenabhängige Differenz zweier Temperaturdifferenzen zu einer bestimmten Zeit [K],
Δx	Abstand der betrachteten Tiefenpositionen [cm].

Durch Zuordnen von n für eine beliebige Tiefe sowie k für eine beliebige Zeit ist Gleichung 36 zu überführen in:

$$T_{n,k+1} = a \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \cdot (T_{n+1,k} - 2 \cdot T_{n,k} + T_{n-1,k}) + T_{n,k} \quad \text{Gl. 37}$$

mit:

$T_{n,k}$	Temperatur in Tiefenposition n zum Zeitpunkt k [K],
n	Tiefenposition [cm],
k	Zeitpunkt [h].

Bei Kenntnis des Anfangstemperaturverlaufes zum Zeitpunkt k lässt sich durch Gleichung 37 der Temperaturverlauf zum Zeitpunkt k+1 ermitteln. Sind der Oberflächentemperaturgang sowie ein Anfangstemperaturprofil bekannt, lassen sich die Temperaturen innerhalb des Straßenoberbaus über die Zeit berechnen. Zur Ermittlung von Temperaturverteilungen im Straßenkörper bei unbekanntem Oberflächentemperaturgang haben Krebs und Böllinger (1981) neben der thermischen Diffusionsgleichung die fiktive Lufttemperatur T_L^* in das explizite Differenzenverfahren eingeführt und folgende Beziehung formuliert:

$$\frac{dT}{dx} = \frac{\alpha}{\lambda} \cdot (T_L^* - T_O) \quad \text{Gl. 38}$$

mit:

T	Temperatur [K],
x	Tiefenposition [cm],
α	Wärmeübergangszahl [W/(m ² ·K)],
λ	Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)],
T_L^*	fiktive Lufttemperatur [K],
T_O	Temperatur an Straßenoberfläche [K].

Die fiktive Lufttemperatur berücksichtigt den Strahlungseingang auf den Temperaturverlauf der Asphaltoberfläche:

$$T_L^* = T_L + \frac{Q(t)}{\alpha(u)} \quad \text{Gl. 39}$$

mit:

T_L^*	Fiktive Lufttemperatur [K],
T_L	Lufttemperatur [K],
$Q(t)$	Strahlungsbilanz zum Zeitpunkt t [W/m²],
$\alpha(u)$	Wärmeübergangszahl [W/(m²·K)] als Funktion der Windgeschwindigkeit.

Die Oberflächentemperatur ergibt sich zu:

$$T_{O,k+1} = - \frac{T_{L,k+1}^* - T_{1,k+1}}{\left(\frac{\lambda}{\alpha_{k+1}} + \frac{\Delta x}{2} \right)} \cdot \frac{\lambda}{\alpha_{k+1}} + T_{L,k+1}^* \quad \text{Gl. 40}$$

mit:

$T_{O,k+1}$	Temperatur der Straßenoberfläche zum Zeitpunkt k+1 [K],
$T_{L,k+1}^*$	fiktive Lufttemperatur zum Zeitpunkt k+1 [K],
$T_{1,k+1}$	Temperatur an der Tiefenposition 1 zum Zeitpunkt k+1 [K],
α_{k+1}	Wärmeübergangszahl zum Zeitpunkt k+1 [W/(m²·K)],
Δx	Abstand der Tiefenposition [cm].

Die Temperaturberechnung von Tiefenposition 1 erfolgt durch nachfolgende Gleichung 41:

$$T_{1,k+1} = a \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \cdot \left[T_{2,k} - 2 \cdot T_{1,k} - \frac{T_{L,k}^* - T_{O,k}}{\frac{\lambda}{\alpha_k}} \cdot \left(\frac{\lambda}{\alpha_k} - \frac{\Delta x}{2} \right) + T_{L,k}^* \right] + T_{1,k} \quad \text{Gl. 41}$$

mit:

a	Temperaturleitzahl [cm²/h],
Δt	Zeitintervall [h],
Δx	Abstand der Tiefenposition [cm],
$T_{1,k}$	Temperatur an der Tiefenposition 1 zum Zeitpunkt k [K],
α_k	Wärmeübergangszahl zum Zeitpunkt k [W/(m²·K)].

Um die numerische Stabilität des Berechnungsverfahrens zu gewährleisten, müssen die im Lösungsprozess auftretenden Fehler wie Anfangstemperaturprofil und Rundungsfehler mit zunehmender Anzahl an Iterationsschritten abklingen und einem konstanten Wert zustreben. Dies ist gegeben, wenn der Quotient aus dem angesetzten Zeitintervall Δt und der Tiefenposition Δx multipliziert mit der Temperaturleitzahl a einen Wert kleiner gleich 0,5 ergibt (Demidowitsch et al., 1968).

$$A = a \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \leq 0,5 \quad \text{Gl. 42}$$

Die Temperaturleitzahl a für den Straßenkörper ergibt sich aus:

$$a = \frac{3600 \cdot \lambda}{c \cdot \rho}$$

Gl. 43

mit:

a	Temperaturleitzahl [cm ² /h],
λ	Wärmeleitzahl [W/(m·K)],
c	spezifische Wärmekapazität [J/(g·K)],
ρ	Raumdichte [g/cm ³].

4.3.5 Charakteristische Temperaturangablinien im Asphaltoberbau

Unter Zuhilfenahme statistischer Verfahren konnten für Deutschland relative Häufigkeitsverteilungen von Straßenoberflächentemperaturen hinsichtlich ihrer geographischen Lage abgeleitet werden (Kayser, 2007). Als Grundlage dienten vom Deutschen Wetterdienst (DWD) vorgehaltene Daten aus Straßenzustands- und Wetterinformationssystemen (SWIS), die viertelstündige Informationen über Straßenzustand, Niederschlag, Lufttemperatur und Wind sämtlicher Glättemeldeanlagen beinhalten.

Die gewonnenen Erkenntnisse der vorherrschenden klimatischen Bedingungen wurden daraufhin in eine Temperaturzonenkarte mit 4 definierten Zonen überführt (vgl. RDO Asphalt 09). Hier sind 13 Temperaturklassen in 5 °C Intervallen zugrunde gelegt, die die statistische Verteilung der Asphaltoberflächentemperaturen im Jahresverlauf repräsentieren (vgl. Abbildung 38).

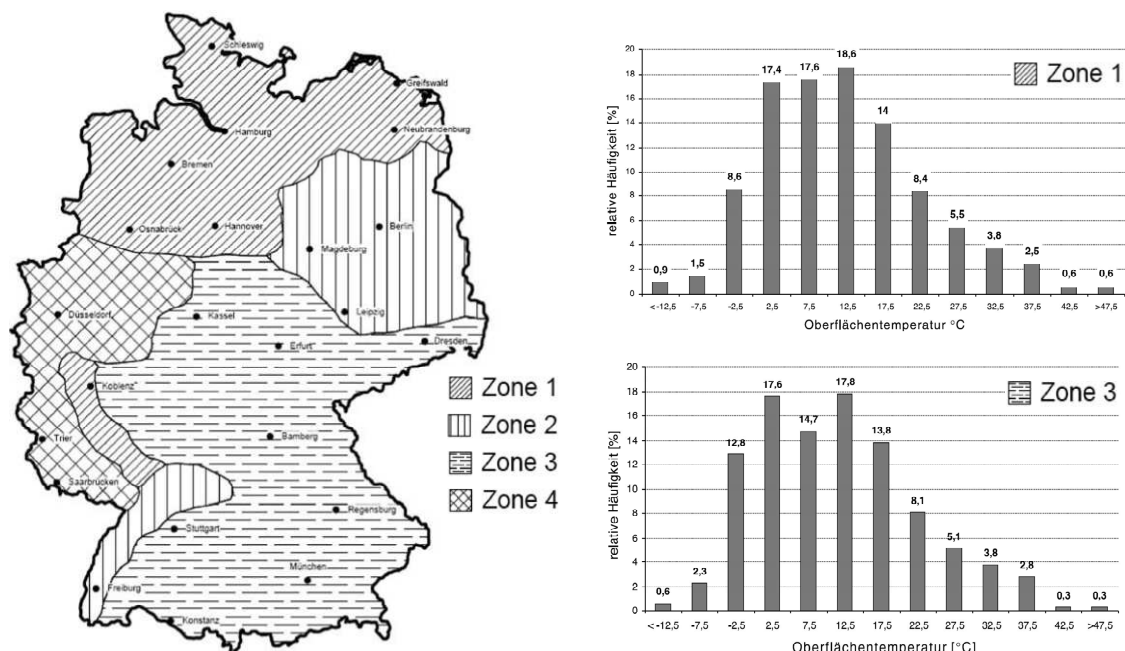


Abbildung 38. Temperaturzonenkarte für Deutschland (links) und relative Häufigkeiten der Straßenoberflächentemperatur am Beispiel der Zonen 1 und 3 (rechts) nach Kayser (2007).

Auf Grundlage der Straßenoberflächentemperatur kann nach Speth (1985) der Temperaturverlauf im Asphalt in guter Annäherung durch Gleichung 44 bestimmt werden (FGSV, 2009a):

$$y = b \cdot \ln(0,01x + 1,0) + T$$

Gl. 44

mit:

y	Asphalttemperatur in der Tiefe x [°C],
x	Tiefe unter Fahrbahnoberfläche [mm],
T	Oberflächentemperatur [°C],
b	Parameter, abhängig von T [-].

Die Verwendung des in Tabelle 14 angegebenen temperaturabhängigen Parameters b führt zu nachfolgendem materialunabhängigen Temperaturverlauf im Straßenoberbau bei Verwendung der in den RDO Asphalt 09 definierten Temperaturklassen (Abbildung 39).

Tabelle 14: Parameter b zur Bestimmung des Temperaturverlaufes je Temperaturklasse in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur

Temperatur [°C]	< -10	< -5	< 0	< 5	< 10	< 15	< 20	< 25	< 30	< 35	< 40	< 45	≥ 45
Parameter b [-]	6,5	4,5	2,5	0,7	0,1	0,3	0,4	-1,6	-4	-6,2	-8,5	-10,5	-12

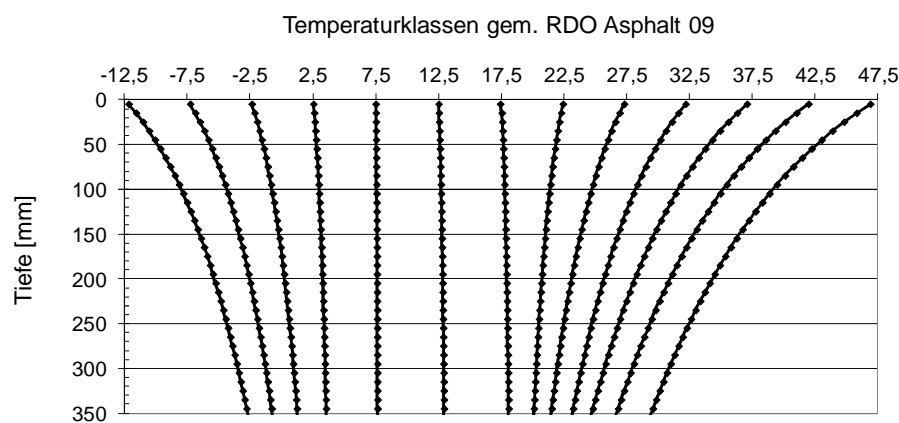


Abbildung 39. Temperaturverlauf im Straßenoberbau in Abhängigkeit definierter Temperaturklassen (FGSV, 2009a).

In der aktuellen Entwurfssfassung der „Richtlinien zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Asphaltbauweise“ (RSO Asphalt) sind normierte charakteristische Temperaturprofile inklusive deren Auftretenshäufigkeit definiert, die den Temperaturgang im Straßenoberbau im Vergleich zu den in Abbildung 39 dargestellten realitätsgetreuer abbilden können. Zukünftig sollen diese normierten charakteristischen Temperaturprofile im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung gemäß RDO Asphalt berücksichtigt werden.

4.3.6 Ermittlung des Temperaturganges auf stündlicher Basis

Im Gegensatz zu den erläuterten Ableitungen charakteristischer Temperaturverläufe im Asphaltoberbau je Temperaturklasse, kann der stündliche Temperaturgang im Straßenoberbau unter Nutzung der Wärmeleitung mit wesentlich höherer Genauigkeit für regional vorherrschende Witterungsbedingungen berechnet werden.

Die Ableitung von Temperaturverteilungen im Straßenaufbau in Abhängigkeit von meteorologischen Messgrößen mittels explizitem Differenzenverfahren wird nachfolgend unter Verwendung von realitätsnahen Zahlenwerten für einen konkreten Straßenaufbau demonstriert. Dazu werden folgende thermophysikalische Materialkennwerte gewählt:

- Albedo der Straßenoberfläche $\epsilon_k = 0,2$ [-],
- langwelliger Absorptionskoeffizient $\epsilon_l = 0,91$ [-],
- Wärmeleitzahl $\lambda = 1,4$ [W/(m·K)],
- spezifische Wärmekapazität $c = 0,98$ [J/(g·K)],
- Raumdichte $\rho = 2,5$ g/cm³.

Als Zeitintervall Δt wird eine Stunde gewählt. Das Verfahren divergiert rasch zu einer stabilen Lösung. Bereits nach dem zweiten Iterationsdurchlauf für einen Datenstamm von 30 Jahren ergibt sich ein unverändertes Temperaturprofil.

In Abbildung 40 sind die Eingangsgrößen Globalstrahlung, Lufttemperatur, Windgeschwindigkeit und relative Luftfeuchtigkeit sowie die resultierenden Asphalt-oberflächentemperaturen, beispielsweise für das Jahr 1998, im Jahresverlauf dargestellt. Im Vergleich zu den Lufttemperaturen sind die Asphalt-oberflächentemperaturen aufgrund der Strahlungsabsorption höheren Schwankungen ausgesetzt. Besonders ausgeprägt fallen diese in den Sommermonaten aus. In den Wintermonaten liegt die Oberflächentemperatur im Durchschnitt unter der Lufttemperatur, während in den Sommermonaten dieser Verlauf entgegengesetzt ist.

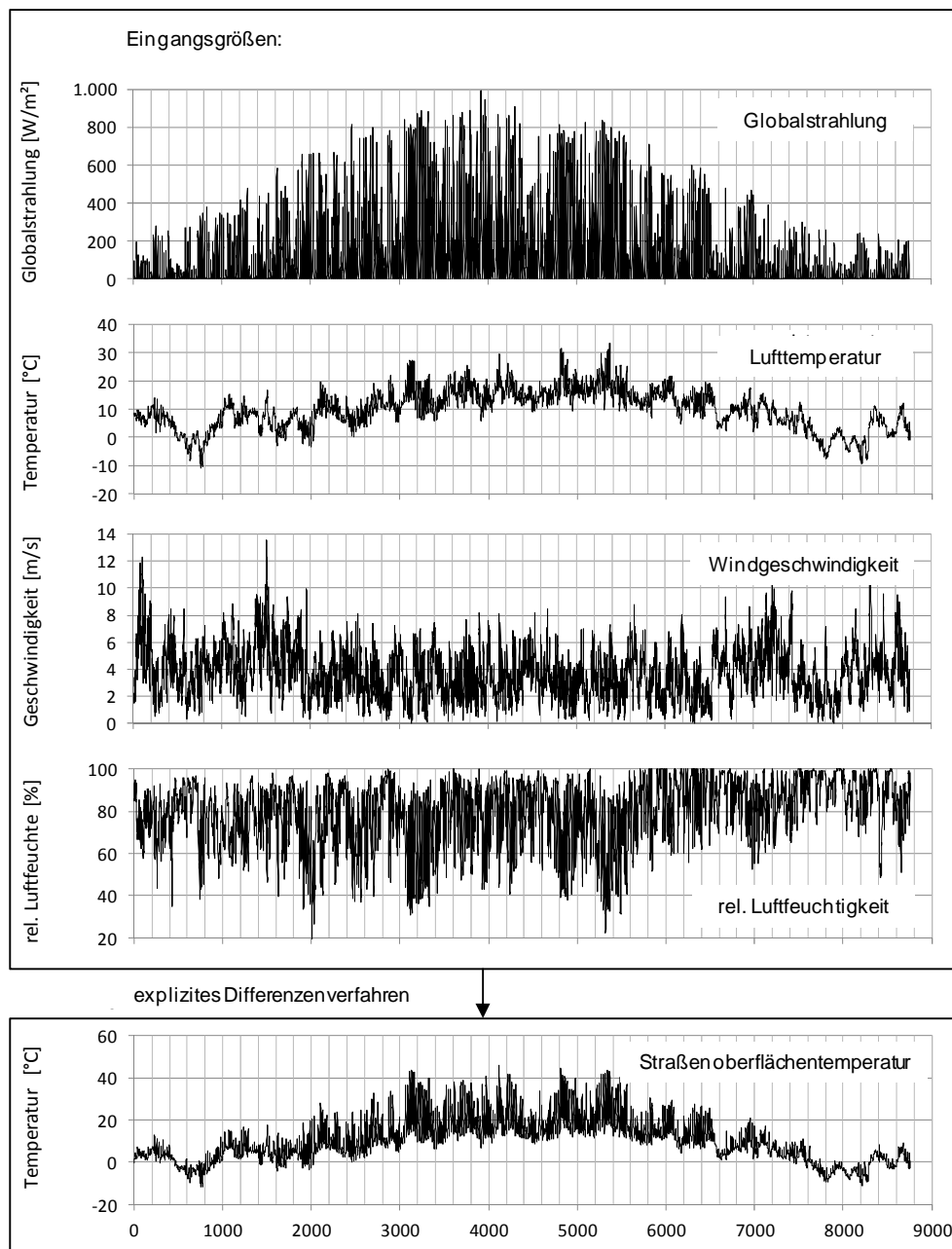


Abbildung 40. Eingangsgrößen für 1 Jahr in das explizite Differenzenverfahren und daraus resultierende Straßenoberflächentemperaturen (unten).

Aus der Straßenoberflächentemperatur zu einem bestimmten Zeitpunkt wird auf der Grundlage der Wärmeleitung und unter der Annahme der in Tabelle 13 angegebenen Bodentemperaturen in 2,5 m Tiefe die Temperaturverteilung zum jeweiligen Zeitpunkt in beliebigen Tiefen des Straßenaufbaus abgeschätzt. So ist es möglich, für die stundenbasierte Ganglinie der Straßenoberflächentemperatur eine stundenbasierte Ganglinie der Temperatur für jeden beliebigen Punkt im Straßenoberbau anzugeben.

Exemplarisch zeigt Abbildung 41 Ergebnisse aus Temperaturberechnungen im Oberbau. Dargestellt sind die stündliche Temperaturverteilung während eines bestimmten Tages sowie die Temperaturganglinie in 10 cm Tiefe über einen Zeitraum von mehreren Jahren.

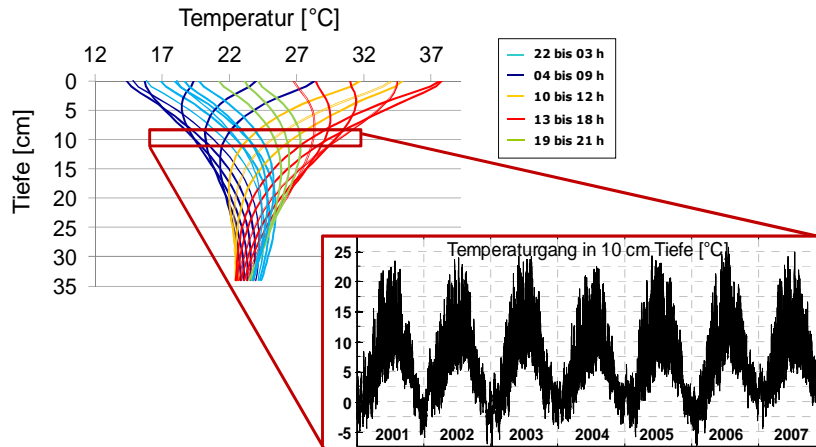


Abbildung 41. Stündliche Temperaturverteilung während eines bestimmten Tages und die Temperaturganglinie in 10 cm Tiefe über einen Zeitraum von mehreren Jahren (Wistuba und Walther, 2013).

Entsprechend den Materialeigenschaften, die diesem Punkt im Aufbau zugeordnet sind, kann folglich auch eine stundenbasierte Ganglinie des E-Moduls in diesem Punkt angegeben werden. Abbildung 42 zeigt beispielhaft die Temperaturverteilung im Oberbau (Schichtaufbau gemäß RStO, Tafel 1, Zeile 1) an einem bestimmten Tag (links) sowie die korrespondierenden E-Moduln in den Asphalterschichten.

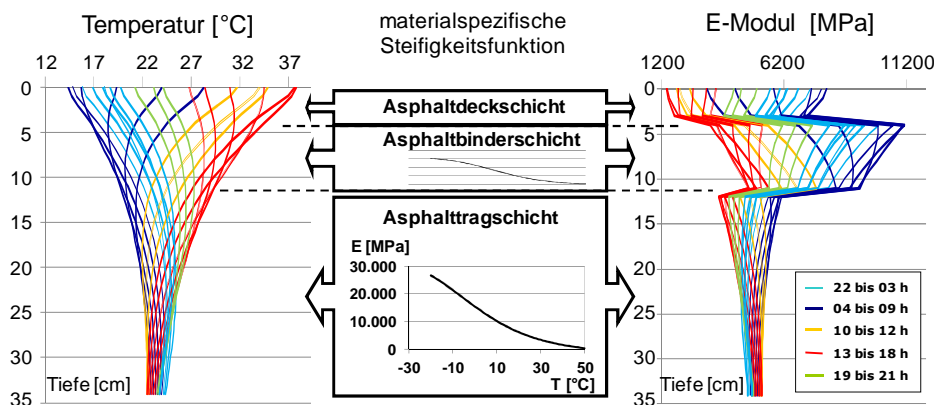


Abbildung 42. Beispiel der Temperaturverteilung im Oberbau und korrespondierende E-Moduln für einen Tag (24 Stunden).

Die Berücksichtigung des temperaturabhängigen E-Moduls in der rechnerischen Dimensionierung erlaubt eine detaillierte, zeitgenaue Überlagerung von resultierenden Beanspruchungszuständen aus Verkehr und temperaturinduzierten Spannungen. Gegenüber Dimensionierungsverfahren, bei denen eine zeitliche Entkopplung von Verkehr und Temperaturlast erfolgt, ist dies ein Vorteil, weil die resultierende Beanspruchung wesentlich realitätsnäher abgebildet wird.

In Abbildung 43 sind der Temperaturgang sowie die korrespondierende Steifigkeit der Asphalttragschicht in 34 cm Tiefe (Aufbau gemäß RStO 12 nach Tafel 1, Zeile 1, Belastungskategorie Bk100 mit den Referenzasphalten gemäß RDO Asphalt 09) für 1 Jahr dargestellt. Man erkennt eine Zunahme des Steifigkeitsmoduls bei gleichzeitiger Abnahme der Temperatur.

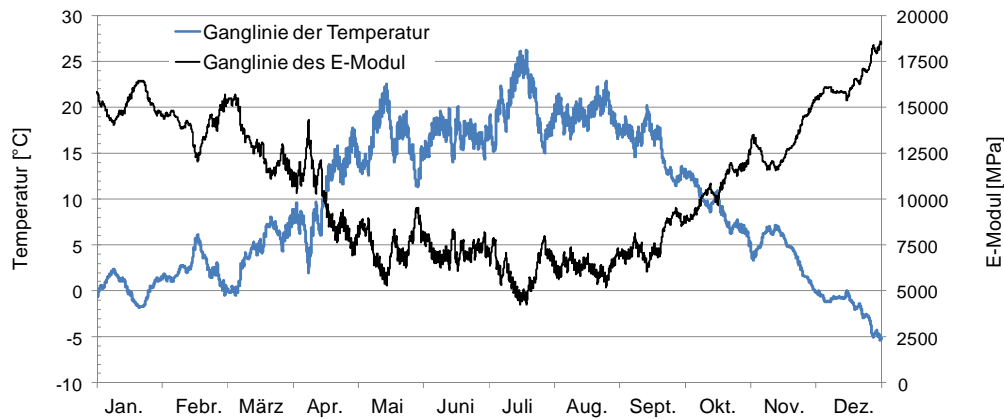


Abbildung 43. Ganglinien von Temperatur und E-Modul einer Asphalttragschicht in 34 cm Tiefe für 1 Jahr (Belastungsklasse Bk100, gemäß RStO 12).

4.4 Wasserhaushalt und Frost

4.4.1 Frostsicherer Oberbau

Vorhandenes Wasser im Boden kann aufgrund von Frost- und Tauprozessen zu Schädigungen des Straßenoberbaus führen. Durch den Gefrierprozeß wechselt Wasser seinen Aggregatzustand von flüssig zu fest, was eine Zunahme des Volumens von ca. 9 % zur Folge hat (Huang, 2004).

Das Wasser im Boden liegt als freies und auch als gebundenes Porenwasser vor. Temperaturen um den Gefrierpunkt führen zunächst zu einer Eiskristallbildung des ungebundenen Porenwassers, es kommt zur Eislinsenbildung. Dabei wird Kapillarwasser angesaugt, was zu einem Wasserentzug der Hydrathüllen der Bodenpartikel führt. Es entsteht ein Gleichgewichtsgefälle, das durch angrenzende Hydrathüllen ausgeglichen wird. Dies führt zu einem Kapillarsog, einer Wasserströmung, die in der Regel vertikal vom Grundwasserleiter zur Eislinse gerichtet ist. In der Folge wachsen die Eislinsen an, mit dem Ergebnis von Frosthebungen des gebundenen Oberbaus. Diese können sich gleichmäßig bei nichtbindigen Böden bzw. in Form von Wellen, Beulen und Buckeln bei bindigen Böden ausbilden (Chlan & Litzka, 1988).

Die Menge des „angesaugten“ Porenwassers hängt neben der Größe des Unterdrucks auch von der Durchlässigkeit des Bodens ab (Wistuba et al., 2009). Gemäß den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTV E-StB 09) wird eine Abschätzung des Gefährdungspotentials von Böden gegenüber Frost anhand der Korngröße und deren Verteilung getroffen, was eine Einteilung in Frostempfindlichkeitsklassen dieser Böden ermöglicht. Dabei werden grobkörnige Böden als frostunempfindlicher gegenüber feinkörnigen eingestuft, da sie kapillarbrechend sind und sich dadurch kein wesentlicher Unterdruck ausbilden kann. Die Klassifizierung ist Tabelle 15 zu entnehmen.

Tabelle 15: Klassifizierung von Bodengruppen nach der Frostempfindlichkeit gemäß ZTV E-StB 09

Klasse	Frostempfindlichkeit	Bodengruppen gemäß DIN 18196
F1	nicht frostempfindlich	GW, GI, GE (Kies) SW, SI, SE (Sand)
F2	gering bis mittel frostempfindlich	TA (plastische Tone) OT, OH, OK ST, GT (Sand bzw. Kies-Ton) SU, GU (Sand bzw. Kies-Schluff)
F3	sehr frostempfindlich	TL, TM UL, UM, UA OU ST, GT SU, GU

Infolge von Tauprozessen kommt es zu einer Wasseranreicherung, die zu einer verminderten Tragfähigkeit führt (vgl. Abbildung 44). Demnach ist die Mindestdicke des frostsicheren Oberbaus so festzulegen, dass schädliche Verformungen während der Frost- und Tauperiode ausgeschlossen werden können.

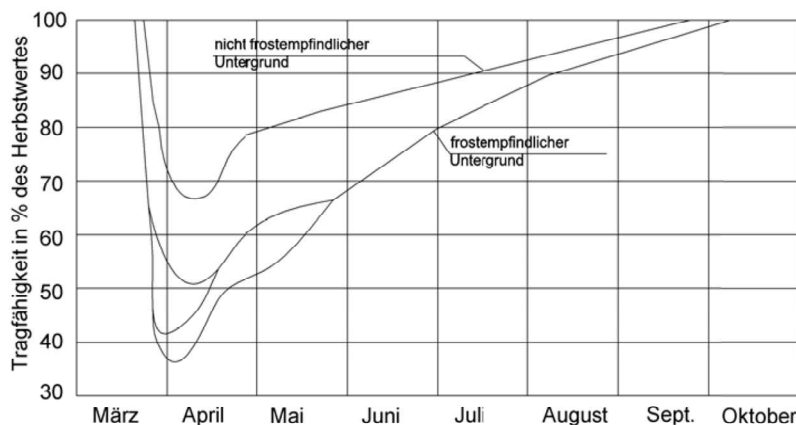


Abbildung 44. Prozentuale Änderung der Untergrundtragfähigkeit einer Straßenbefestigung im Jahresverlauf (Fredrickson, 1963).

Die Dicke des frostsicheren Oberbaus gemäß RStO 12 wird zusammengesetzt aus einer Mindestdicke sowie Mehr- und Minderdicken. Die Mindestdicke ist abhängig von der Frostempfindlichkeitsklasse des Bodens und von der durch die dimensionierungsrelevante Beanspruchung B definierte Belastungsklasse (siehe Tabelle 16).

Tabelle 16: Ausgangswerte für die Bestimmung der Mindestdicke des frostsicheren Straßenaufbaus (RStO 12)

Frostempfindlichkeitsklasse	Dicke in cm bei Belastungsklasse		
	Bk100 bis Bk10	Bk 3,2 bis Bk 1,0	Bk 0,3
F2	55	50	40
F3	65	60	50

Die Mehr- und Minderdicken stehen in Abhängigkeit zu den nachfolgenden örtlichen Gegebenheiten und sind Tabelle 7 „Mehr- und Minderdicken infolge örtlicher Verhältnisse“ der RStO 12 zu entnehmen. Nachfolgend sind die Kenngrößen, die mit einer Mehr- oder Minderdicke berücksichtigt werden, aufgeführt:

- Frosteinwirkung,
- kleinräumige Klimaunterschiede,
- Wasserverhältnisse im Untergrund,
- Lage der Gradienten,
- Entwässerung der Fahrbahn / Ausführung der Randbereiche.

Die regional ermittelten Frosteindringtiefen und die daraus abgeleiteten Frosteinwirkungszone liegen in Abbildung 45 kartographiert vor. Es ist darauf zu achten, dass die Abgrenzungen einer ersten Orientierung dienen. Es gilt, diese im Einzelfall zu prüfen, vor allem dann, wenn topographische Besonderheiten berücksichtigt werden sollen, die aufgrund des Maßstabes und der Übersichtlichkeit nicht dargestellt sind.

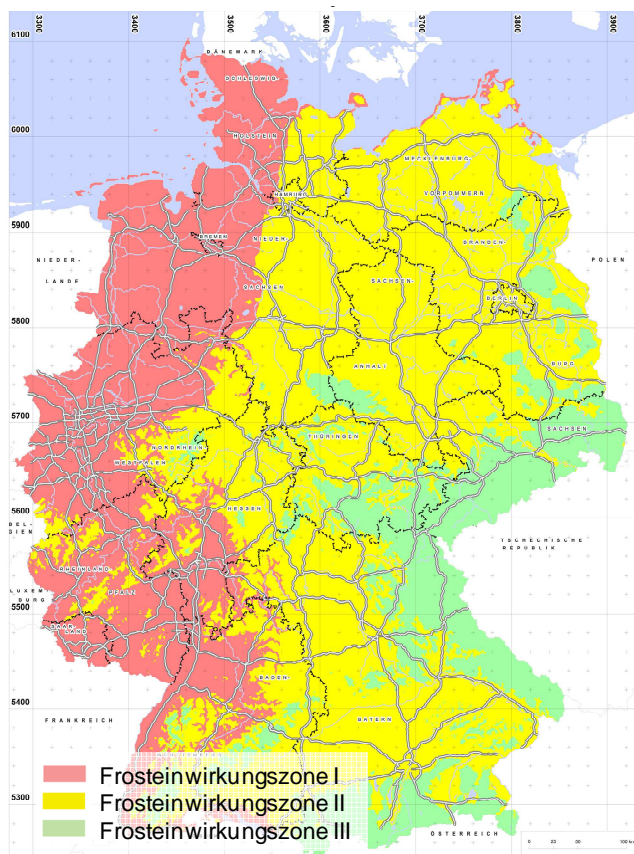


Abbildung 45. Frosteinwirkungszone I bis III für Deutschland (RStO 12).

Die in Abbildung 45 rot eingefärbten Gebiete entsprechen der Frosteinwirkungszone I und unterliegen einer geringen Frosteinwirkung. Ein Zuschlag auf die Mindestdicke des frostsicheren Oberbaus gemäß Tabelle 16 erfolgt nicht. Für Zone II bzw. Zone III sind dagegen Mehrdicken von +5 cm bzw. +15 cm als Zuschlag gefordert.

Nach deutschem Regelwerk ist die Frostzonenkarte Grundlage für die Dimensionierung des Straßenoberbaus; dies gilt sowohl für die empirische als auch für die rechnerische Dimensionierung.

4.4.2 Tragfähigkeit des Untergrundes und der Schichten ohne Bindemittel

Die Steifigkeit der Schichten ohne Bindemittel ist bei positiven Temperaturen als konstant anzunehmen, während die des Untergrundes vor allem im Frühjahr variiert (vgl. Abbildung 44). Dies ist maßgeblich auf den Wassergehalt des Bodens zurückzuführen.

Abnehmende Temperaturen führen bei Untergrundböden zu einer mehr oder weniger starken Zunahme der Schichtsteifigkeit, insbesondere von Herbst bis zu Beginn der Frostperiode. Bei gefrorenen Schichten kommt es sogar zu einer erheblichen Zunahme der Steifigkeit, bedingt durch die verfestigende Wirkung des Eises (von Becker, 1976). Tabelle 17 zeigt Steifigkeitsänderungen von Böden infolge Gefrierens.

Tabelle 17: Gemessene Steifigkeitssteigerungen an gefrorenen Böden (von Becker, 1976)

Temperatur [°C]	Änderungsfaktor $F_{E\text{-Modul}}$
≥ 0	1
-5	4-5
-10	7-8

Bei Einsetzen der Tauperiode folgt, in Analogie zu Abbildung 44, eine Abnahme der Steifigkeiten bzw. E-Moduln. Bei frostempfindlichen Böden der Kategorie F2 und F3 ist mit einem Abfall von ca. 20 % zum Ausgangswert vor der Frostperiode (Januar und Februar) zu rechnen (Abbildung 46).

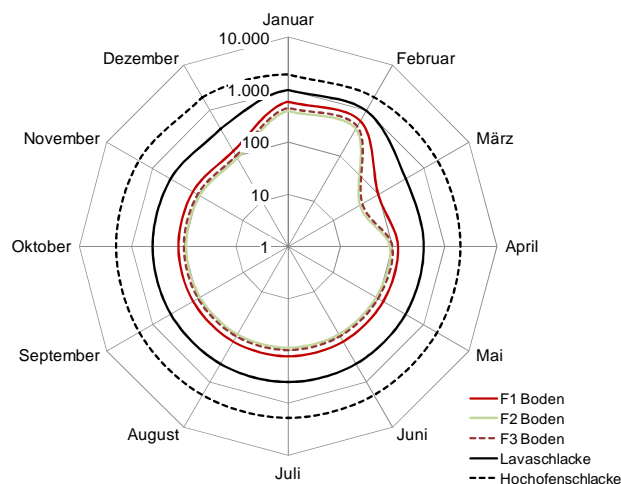


Abbildung 46. Charakteristische Jahresganglinien der E-Moduln [MPa] von Untergrundböden und unteren Tragschichten aus Lava- und Hochofenschlacke (nach von Becker, 1976).

Charakteristische Jahresganglinien der E-Moduln von Schichten ohne Bindemittel für die Frost- und Tauperiode lassen sich nur schwer abschätzen, da der genaue Grad der Durchfrostung und der Tauwassergehalt unbekannt sind (Straube und Jansen, 2010). Für den

Zeitraum von April bis Dezember darf der E-Modul als konstant angenommen werden. Für hydraulisch gebundene Schichten gilt ein konstanter E-Modul über das Jahr.

Abgesehen von Frost und Tauperioden verändert sich der E-Modul ungebundener Schichten auch im Verlauf der Nutzungsdauer. Güttler (1988) konnte anhand von Triaxialversuchen nachweisen, dass eine zunehmende Anzahl an Lastübergängen zu einer Nachverdichtung des Materials führt. Dies ist mit einem deutlichen Anstieg des E-Moduls verbunden, in der Folge als dynamischer E-Modul bezeichnet. Zusätzlich zur Ganglinie des dynamischen E-Moduls konnte Wellner (1985) bei der Durchführung von Plattendruckversuchen an ungebundenen Schichten ein Aufwölben des Materials neben der Lasteinleitungsfläche feststellen. Dieses Aufwölben wird in der Praxis durch die darüber liegenden gebundenen Schichten stark eingeschränkt bzw. vollständig verhindert. Eine Zunahme der Tragfähigkeit und damit der Schichtsteifigkeit ist die Folge. Dies bezeichnet Wellner als Überbauungseffekt. Der Überbauungseffekt wird bei Anwendung der RDO Asphalt nicht berücksichtigt und ist auch in dieser Arbeit kein Untersuchungsgegenstand.

5 Dimensionierungsrelevante Material- und Strukturgrößen

5.1 Materialparameter

Steifigkeit und Materialermüdung von Asphalt beeinflussen maßgeblich die Dauerhaftigkeit von Asphaltstraßen. Als Eingangsgrößen für die rechnerische Dimensionierung werden sie üblicherweise an Asphaltarten bzw. -sorten im Labor bestimmt, die für Trag-, Binder- und Deckschichten eingesetzt werden.

5.1.1 Steifigkeit

(a) Definition und Bestimmung

Der Steifigkeitsmodul (E-Modul) von Asphalt wird im Labor mit Hilfe von zyklisch-dynamischen Prüfungen bestimmt. Gemäß RDO Asphalt 09 (FGSV, 2009a) kommt für die rechnerische Dimensionierung der Spaltzug-Schwellversuch zur Anwendung. Im Ausnahmefall darf eine Berechnung mittels des Verfahrens nach Francken und Verstraeten (1974) aus den kompositionellen Asphalteigenschaften für Asphaltdeck- und -binderschicht erfolgen (vgl. Abschnitt c).

Üblicherweise wird als Belastungsform eine Sinusschwingung gewählt, deren Amplitude und Frequenz variiert wird. Sie gibt annähernd den realen Belastungsimpuls bei einer Fahrzeugüberfahrt wieder (Mollenhauer et al., 2009).

Grundsätzlich unterscheidet man:

- homogene Verfahren mit einem homogenen Spannungs-Dehnungs-Zustand im Messbereich und
- inhomogene Verfahren, bei denen die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von einem Punkt des Probekörpers zum nächsten variieren.

Zu den homogenen Verfahren zählen einaxiale Belastungsprüfungen an schlanken Probekörpern und Scherprüfungen. Biege- und indirekte Zugprüfungen sind den inhomogenen Verfahren zuzuordnen (vgl. Di Benedetto et al., 2001).

Die Ableitung der Steifigkeit von Asphalt mit Hilfe von inhomogenen Verfahren, wie dem Spaltzug-Schwellversuch, ist zulässig, solange lineares visko-elastisches Materialverhalten angenommen werden kann. Die Ableitung des Steifigkeitsmoduls von Asphalt mit Hilfe zyklisch-dynamischer Laborprüfungen beruht auf den folgenden theoretischen Überlegungen (vgl. Wistuba et al., 2009):

Bei einem linear visko-elastischen Material führt eine sinusförmige Erregung (mit der Kreisfrequenz ω bzw. Frequenz $f = \omega/2\pi$) zunächst zu einer sinusförmigen Beanspruchung $\sigma(t)$ und in der Folge zu einer sinusförmigen Antwort $\varepsilon(t)$. Aufgrund der Viskoelastizität läuft die Antwort der Erregung mit einer bestimmten Phasenverschiebung zeitlich nach (Abbildung 47). Der Phasenwinkel ϕ ist ein Maß für die innere Reibung des Materials (Findley

et al., 1976) und kann zur Abschätzung der dissipierten Energie pro Lastwechsel herangezogen werden. Der Phasenwinkel weist immer eine Größe von $0 \leq \phi \leq \pi/2$ auf, wobei $\phi = 0$ für rein elastisches Materialverhalten und $\phi = \pi/2$ für viskoses gilt.

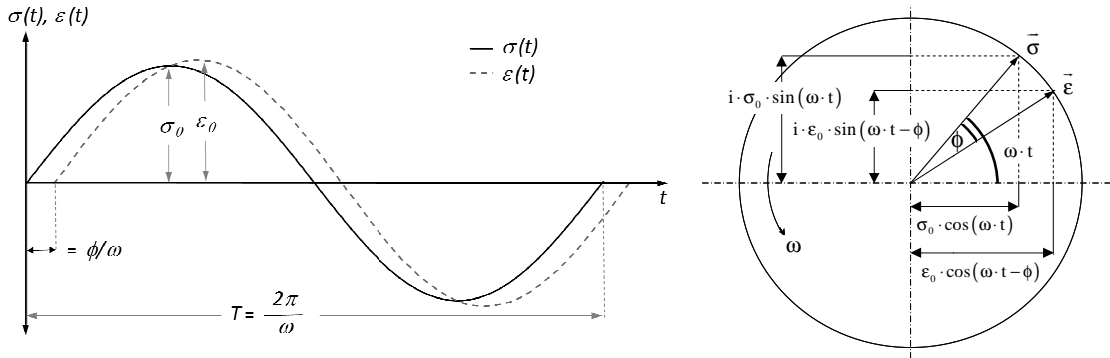


Abbildung 47. Spannungs-Dehnungs-Diagramm für ein sinuserregtes linear visko-elastisches Material (links) und Darstellung von $\sigma(t)$ und $\varepsilon(t)$ in der komplexen Zahlenebene (rechts) (Wistuba, 2008).

Bei Darstellung in der komplexen Zahlenebene lassen sich $\sigma(t)$ und $\varepsilon(t)$ durch komplexe Zahlen ausdrücken:

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot \cos(\omega \cdot t) + i \cdot \sigma_0 \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad \text{Gl. 45}$$

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \cdot \cos(\omega \cdot t - \phi) + i \cdot \varepsilon_0 \cdot \sin(\omega \cdot t - \phi) \quad \text{Gl. 46}$$

wobei σ_0 die Spannungsamplitude und ε_0 die Dehnungsamplitude ist. Weil

$$e^{i\omega t} = \cos(\omega \cdot t) + i \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad \text{mit } i = \sqrt{-1}, \quad \text{Gl. 47}$$

gilt, können die Gleichungen 45 und 46 auch geschrieben werden als

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot e^{i\omega t} \quad \text{und} \quad \text{Gl. 48}$$

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \cdot e^{i(\omega t - \phi)}. \quad \text{Gl. 49}$$

Der komplexe Modul E^* von Asphalt ist eine komplexe Zahl, die als Verhältnis von $\sigma(t)$ zu $\varepsilon(t)$ definiert ist,

$$\begin{aligned} E^*(\omega) &= \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} = \frac{\sigma_0 \cdot \cos(\omega \cdot t) + i \cdot \sigma_0 \cdot \sin(\omega \cdot t)}{\varepsilon_0 \cdot \cos(\omega \cdot t - \phi) + i \cdot \varepsilon_0 \cdot \sin(\omega \cdot t - \phi)} \\ &= \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot \cos\phi + \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot i \cdot \sin\phi = E_1 + i \cdot E_2, \end{aligned} \quad \text{Gl. 50}$$

beziehungsweise

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot e^{i\phi} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot (\cos\phi + i \cdot \sin\phi). \quad \text{Gl. 51}$$

Gleichung 51 kann in einen Realteil (Speichermodul E_1) und einen Imaginärteil (Verlustmodul E_2) zerlegt werden:

$$E_1 = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot \cos \varphi \quad \text{und} \quad E_2 = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot i \cdot \sin \varphi, \quad \text{wobei} \quad \arctan \varphi = \frac{E_2}{E_1} \quad \text{gilt.} \quad \text{Gl. 52}$$

Der Betrag des komplexen Moduls $|E^*|$ wird zusammen mit dem Phasenwinkel φ als (dynamischer) Steifigkeitsmodul bezeichnet. Es folgt:

$$|E^*| = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot \cos \varphi\right)^2 + \left(\frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot i \cdot \sin \varphi\right)^2} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} = \sqrt{E_1^2 + E_2^2}. \quad \text{Gl. 53}$$

In nachfolgender Abbildung ist dieser Zusammenhang graphisch dargestellt.

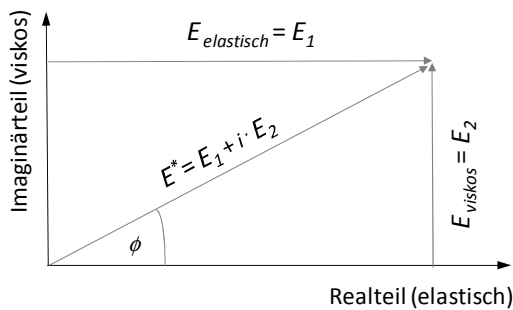


Abbildung 48. Zerlegung des komplexen Moduls $|E^*|$ in einen Realteil E_1 (Speichermodul) und einen Imaginärteil E_2 (Verlustmodul) in der komplexen Zahlenebene (Wistuba et al., 2009).

Der Steifigkeitsmodul von linear visko-elastischen Materialien lässt sich somit aus den Amplituden von Kraft (Spannung σ_0) und Weg bzw. Durchbiegung (Dehnung ε_0) berechnen.

In ähnlicher Weise werden der komplexe Schermodul G^* und der komplexe Kompressionsmodul K^* abgeleitet. Die Moduln E^* , G^* und K^* sind für linear visko-elastische isotrope Materialien über die Querdehnzahl ν (Poissonzahl) miteinander verknüpft. Für Asphalt ist diese Verknüpfung aufgrund der anisotropen Materialeigenschaften nicht allgemein gültig.

Die Ermittlung der Materialsteifigkeit von Asphalt erfolgt daher bei kleinen Amplituden und einer geringen Anzahl an Belastungszyklen (100 Lastwechsel), um eventuell prüfbedingte Einflüsse auf die Materialschädigung zu vermeiden.

In Abhängigkeit des gewählten Prüfverfahrens fließen folgende Korrekturfaktoren in die Berechnung ein. Ein Formfaktor γ berücksichtigt die Probekörpergeometrie, ein Massenfaktor μ die Massenträgheitseffekte des Probekörpers und der mitschwingenden Geräteteile. Folglich errechnet sich der Steifigkeitsmodul von Asphalt in Abhängigkeit von der aufgebrachten Kraftamplitude F_0 und von der resultierenden Verschiebung D_0 aus dem Verlustmodul E_1 und dem Speichermodul E_2 :

$$|E^*| \equiv E \equiv S_{\text{Mix}} = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad \text{mit} \quad \text{Gl. 54}$$

$$E_1 = \gamma \cdot \left(\frac{F_0}{D_0} \cdot \cos\varphi + \mu \cdot \omega^2 \right) \text{ und } E_2 = \gamma \cdot \left(\frac{F_0}{D_0} \cdot \sin\varphi \right). \quad \text{Gl. 55}$$

Vorausgesetzt die Steifigkeitsprüfung wird richtig durchgeführt und interpretiert, besteht zwischen unterschiedlichen Prüfverfahren eine hohe Konsistenz, sodass im Wesentlichen jedes beliebige Prüfverfahren zur Ableitung der Materialsteifigkeit herangezogen werden kann (vgl. Di Benedetto et al., 2001).

(b) Temperatur-Frequenz-Äquivalenz

Die Dehnungsreaktion infolge einer äußeren Beanspruchung hängt bei viskoelastischen Baustoffen auch von der aufgetragenen Frequenz ab. Wird ein Baustoff mit hoher Frequenz belastet, so ist die resultierende Dehnungsreaktion kleiner als bei äquivalenter Beanspruchung mit geringerer Frequenz. Beim Prinzip der Temperatur-Frequenz-Äquivalenz für die Ermittlung des E-Moduls wird davon ausgegangen, dass sich für eine bestimmte Kombination aus Frequenz und Temperatur ein E-Modul ableiten lässt, der für weitere Kombinationen aus Frequenz und Temperatur gilt.

Hürtgen (2000) ermittelte gleichgroße E-Moduln eines Materials bei unterschiedlichen Prüftemperaturen und Frequenzen. Diese Erkenntnis liegt der Auswertung von Laborprüfungen zugrunde, indem die Ergebnisse gewählter Temperatur-Frequenz-Paare entlang einer Masterfunktion auf andere Temperatur-Frequenz-Bereiche ausgeweitet werden (vgl. Abbildung 49).

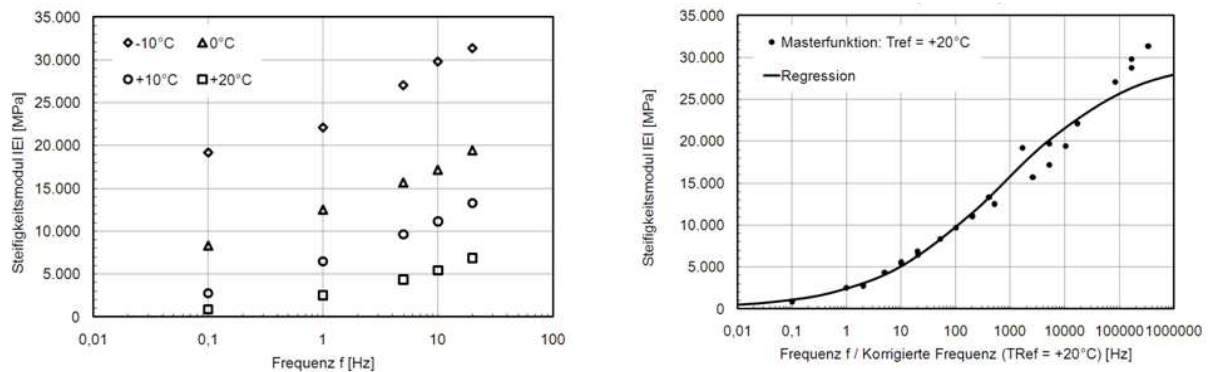


Abbildung 49. Ermittlung einer Masterfunktion nach Hürtgen (Grönniger & Walther, 2011).

Unter Zuhilfenahme des Verschiebungsfaktors α_T nach Gleichung 56 kann die jeweilige Prüffrequenz f in die korrigierte Frequenz f_R überführt werden (Gleichung 57). Die gemessenen E-Moduln lassen sich dann durch Gleichung 5-14 approximieren.

$$\alpha_T = \frac{1}{e^{-m \cdot \left(\frac{1}{T+273} - \frac{1}{T_R+273} \right)}} \quad \text{Gl. 56}$$

$$f_R = f \cdot \alpha_T \quad \text{Gl. 57}$$

$$|E| = y_0 + \frac{w}{1 + e^{-\left(\frac{\ln(f_R) - x_0}{z} \right)}} \quad \text{Gl. 58}$$

mit:

T	tatsächliche Prüftemperatur [°C],
T _R	Bezugstemperatur [°C],
m	Faktor [°C],
w	Glasmodul [MPa]; bei tiefer Temperatur und hoher Frequenz maximal erreichbarer Steifigkeitsmodul,
y ₀ , x ₀ , z	Regressionskoeffizienten.

(c) Berechnung der Steifigkeit nach Francken/Verstraeten

Ein Nähungsverfahren zur Bestimmung des Steifigkeitsmoduls von Asphalt aus konventionellen Mischgut- und Bindemittelkenndaten wurde 1974 von Francken und Verstraeten entwickelt. Danach gilt:

$$|E| = R^* \cdot E_{\infty}; \quad 0 < R^* \leq 1 \quad \text{Gl. 59}$$

mit:

E	Absoluter Steifigkeitsmodul [MPa],
R [*]	Reduktionsfaktor [-],
E _∞	Glasmodul [MPa].

Der Reduktionsfaktor R^{*} hängt vom verwendeten Bindemittel, der Temperatur und der Belastungsfrequenz ab. Er wird aus konventionellen Bindemittelprüfungen wie Nadelpenetration und Erweichungspunkt Ring und Kugel T_{RuK} abgeleitet. Hürtgen (1982) formulierte auf Grundlage der komplexen Gleichungen von Francken und Verstraeten Nomogramme, mit denen der Reduktionsfaktor R^{*} direkt anhand des Penetrationsindex I_p bestimmt werden kann. Dieser steht in Abhängigkeit mit der Temperatur, der Nadelpenetration und der Frequenz.

Der Penetrationsindex I_p kennzeichnet die thermische Empfindlichkeit eines bitumenhaltigen Bindemittels und wird wie folgt durch das Verhältnis der Nadelpenetration und dem Erweichungspunkt gemäß DIN EN 1426 bzw. DIN EN 1427 gebildet (DIN EN 12591):

$$I_p = \frac{20 \cdot T_{RuK} + 500 \cdot \log P - 1952}{T_{RuK} - 50 \cdot \log P + 120} \quad \text{Gl. 60}$$

mit:

I _p	Penetrationsindex [-],
T _{RuK}	Erweichungspunkt [°C],
log P	Logarithmus zur Basis 10 der Nadelpenetration [0,1 mm].

Nach Pfeiffer und van Doormal (1939) ist der Logarithmus, der bei verschiedenen Temperaturen ermittelten Werte für die Nadelpenetration, linear abhängig von der Temperatur. Ferner ist es möglich, dem Erweichungspunkt Ring und Kugel T_{RuK} eine theoretische Nadelpenetration von Pen(T_{RuK}) = 800 1/10 mm zuzuordnen.

Die Anwendbarkeit dieses Vorgehens wurde am Institut für Straßenwesen an 3 repräsentativen Asphaltmischgut-Varianten unter Verwendung eines konventionellen Straßenbaubitumens für ein Asphaltdeck- und -tragschichtmischgut sowie unter Verwendung eines Polymermodifizierten Bindemittels der Sorte 25/55-55 (PmB 45) für ein Asphaltbinder-schichtmischgut nachgewiesen (Leutner et al., 2006).

Somit kann der Reduktionsfaktor R^* aus zwei Bitumenprüfungen ermittelt werden. Die dabei gewonnenen Ergebnisse bilden eine Gerade, die die Steigung A aufweist. Diese kann mit Gleichung 61 ermittelt werden:

$$A = \frac{(20 - I_p)}{(20 + I_p)} \cdot \frac{1}{50} \quad \text{Gl. 61}$$

Der Glasmodul E_∞ ist der theoretische Grenzwert der Materialsteifigkeit bei unendlich hoher Frequenz und unendlich tiefer Temperatur. Durch die Volumenanteile von Hohlraum, Bindemittel und Gestein im Mischgut lässt sich der Glasmodul rechnerisch wie folgt ermitteln:

$$E_\infty = 1,436 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{V_g}{V_b} \right)^{0,55} \cdot e^{-0,0584 V_a} \quad \text{Gl. 62}$$

wobei das Hohlraumvolumen V_a , das Bindemittelvolumen V_b und das Gesteinsvolumen V_g bestimmt sind durch:

$$V_a = \left(1 - \frac{\rho_A}{\rho_{R,bit}} \right) \cdot 100 \quad \text{Gl. 63}$$

$$V_b = \left(\frac{\rho_A}{\rho_B} \right) \cdot B \quad \text{Gl. 64}$$

$$V_g = \left(\frac{\rho_A \cdot (100 - B)}{\rho_{R,M}} \right) \cdot 100 \quad \text{Gl. 65}$$

mit:

V_a	Hohlraumvolumen [Vol.-%],
V_b	Bindemittelvolumen [Vol.-%],
V_g	Gesteinsvolumen [Vol.-%],
ρ_A	Raumdichte des Asphaltmischgutes [g/cm³],
$\rho_{R,bit}$	Rohdichte des Asphaltmischgutes [g/cm³],
ρ_B	Rohdichte des Bitumens [g/cm³],
$\rho_{R,M}$	Rohdichte des Gesteins [g/cm³],
B	Bindemittelgehalt [M.-%].

Die Untersuchungen nach Francken und Verstraeten beziehen sich auf Normalbitumen und unterliegen bei der Ermittlung von Einzelwerten von $|E|$ einer geschätzten Genauigkeit von etwa $\pm 20 \%$ (vgl. FGSV, 2009a). Aus diesem Grund soll dieses Verfahren gemäß deutschem Regelwerk ausschließlich für Asphaltdeck- und -binderschichten, und zwar nur im Ausnahm-

mefall, Anwendung finden. Für die Ermittlung der Steifigkeit für Asphalttragschichtmischgut ist die Prüfung mittels zyklisch-dynamischer Laborverfahren durchzuführen. Bei Verwendung Polymermodifizierter Bitumen muss die Ermittlung der Steifigkeit für alle Asphaltmischgut-Varianten mittels zyklisch-dynamischer Laborverfahren durchgeführt werden.

5.1.2 Materialermüdung

Die Ermüdungsbeständigkeit von Asphalt ist die Widerstandsfähigkeit gegenüber wiederholten Belastungszyklen ohne Versagen (Harvey et al., 1995). Radaj und Vormwald (2007) beschreiben Materialermüdung als die Schädigung bis hin zum Versagen vom eingesetzten Werkstoff bzw. Bauteil durch zeitlich veränderliche und häufig wiederholte Beanspruchung. Dieser Schädigungsprozess entspricht dem Ermüdungsverhalten des Baustoffs. Im Labor wird das materialabhängige Ermüdungsverhalten prüftechnisch angesprochen und durch die Ermüdungsfunktion beschrieben.

Nach Di Benedetto et al. (2004) kann das im Labor ermittelte Ermüdungsverhalten von Asphalt in zwei Phasen unterteilt werden:

- a. Die dynamische Beanspruchung führt zu einem Abfall der Steifigkeit, der auf sich ausbildende Mikroriss-Netze innerhalb des Asphalt-Probekörpers zurückzuführen ist.
- b. Infolge sich vereinigender Mikrorisse zu Makrorissen kommt es zum Versagen.

Zur labortechnischen Ansprache des Ermüdungsverhaltens von Asphalt gelangen unterschiedliche Prüfverfahren zum Einsatz. Alle Verfahren basieren auf wiederholten Lastimpulsen, wobei die Lastamplitude so groß gewählt wird, dass mit zunehmender Anzahl an Lastimpulsen eine Abnahme der Materialsteifigkeit erfolgt und somit eine Zunahme der Schädigung.

Heutige Prüfverfahren zur Ansprache des Ermüdungsverhaltens unterscheiden sich hinsichtlich der resultierenden Spannungsverteilung, der Regelungsart und der Beanspruchungsart des Belastungsimpulses wie folgt (Mollenhauer und Wistuba, 2011):

- Spannungsverteilung: Die Art der Lasteinleitung beeinflusst die dreidimensionale Spannungsverteilung im Probekörper. Daraus kann es zu einer Überlagerung der Zugbeanspruchung mit Zug- oder Druckspannungskomponenten kommen.
- Regelungsart: Die Ermüdungsprüfung wird entweder durch eine konstante Verformungsamplitude während der Prüfung (weggeregelt) oder durch eine konstante Amplitude der eingeleiteten Kraft (kraftgeregelt) durchgeführt.
- Wechsel-/Schwellbeanspruchung: Der Probekörper wird mit einer Wechselbeanspruchung (Druck- und Zugspannung während eines Lastwechsels) oder durch eine Schwellbeanspruchung (dauerhafte Zugbeanspruchung) belastet.
- Kontinuierliche Schwingung oder Einzelimpulse: Die Belastung des Probekörpers erfolgt durch kontinuierlich schwingende Beanspruchung (meist in Form einer Sinusschwingung) oder alternativ durch aufeinander folgende Einzelimpulse (haversine) mit dazwischenliegender Lastpause.

Kraft und Weg werden bei allen Prüfverfahren kontinuierlich erfasst. So ist die Berechnung des Steifigkeitsmoduls für jeden Lastwechsel möglich. Weiterhin ist die ertragbare Lastwech-

selzahl zu ermitteln, die bis zum Eintritt eines definierten Ermüdungskriteriums erreicht wird. Nachfolgend sind gängige Ermüdungskriterien aufgeführt.

(a) Bruch des Asphalt-Probekörpers

Eine prüftechnisch einfache Bestimmung der Ermüdungbeständigkeit von Asphalt-Probekörpern ist die bis zum Bruch ertragene Lastwechselzahl N_{Br} . Hier bricht der Probekörper (in zwei oder mehrere Teile), wodurch keine Kraft mehr aufgenommen werden kann. Eine computergestützte Auswertung der Ermüdungbeständigkeit ist nicht erforderlich.

(b) Abfall des Steifigkeitsmoduls auf 50 %

Für kraft- und weggeregelte Ermüdungsprüfungen ist nach einer nichtlinearen Anfangsphase eine quasi-lineare Abnahme des Steifigkeitsmoduls über eine große Anzahl an Lastwechseln zu beobachten. Ein Kriterium zur Definition der Ermüdungbeständigkeit von Asphalt ist durch den Abfall des Steifigkeitsmoduls auf 50 % in Bezug zur ermittelten Anfangssteifigkeit, die nach dem 100. Lastwechsel bestimmt wird, gegeben (vgl. Abbildung 50).

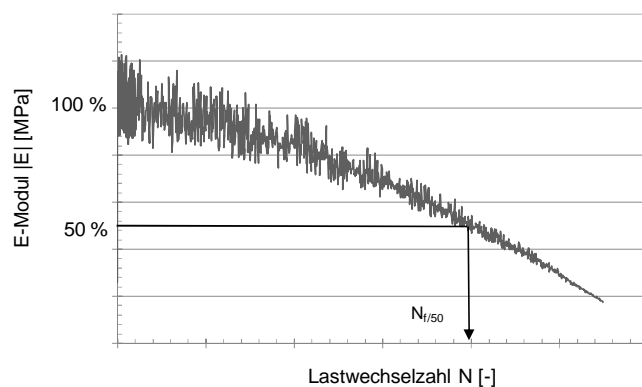


Abbildung 50. Verlauf des E-Moduls im Ermüdungsversuch (schematisch); Lastwechselzahl $N_{f/50}$ bei Erreichen eines E-Modul-Abfalls um 50 % (Ermüdungskriterium).

Die resultierende Lastwechselzahl $N_{f/50}$ stellt das Ergebnis dar. Dieses Kriterium wird vor dem Hintergrund angewendet, da Asphalt bei Prüftemperaturen ≥ 20 °C keine deutlich erkennbaren Risse ausbildet und ein Versagen durch Makrorisse praktisch nicht detektierbar ist.

(c) Relative Schädigungsrate

Alternativ zum konventionellen Auswertekriterium $N_{f/50}$ bevorzugen Di Benedetto et al. (2004) die relative Schädigungsrate als Ermüdungskriterium.

$$a_t = \frac{\Delta S_{Mix}}{S_{Mix,0}} = \frac{dS_{Mix}/dN}{S_{Mix,0}} \quad \text{Gl. 66}$$

mit:

a_t	Schädigungsrate [-],
ΔS_{Mix}	Steigung der quasi-linearen Steifigkeitsabnahme ($=dS_{\text{Mix}}/dN$); [MPa],
$S_{\text{Mix},0}$	Steifigkeitsmodul bei Prüfungsbeginn [MPa].

(d) Energy Ratio

Das Prinzip der dissipierten Energie zur Auswertung von Asphalt-Ermüdungsprüfungen führte van Dijk 1975 ein. Die dissipierte Energie ergibt sich je Volumenelement während eines Lastwechsels aus dem Produkt der Spannungsamplitude $\sigma_{a,i}$, der Dehnungsamplitude $\varepsilon_{a,i}$ und dem Sinus des Phasenwinkels φ_i (Gleichung 67).

$$W_i = \pi \cdot \sigma_{a,i} \cdot \varepsilon_{a,i} \cdot \sin \varphi_i \quad \text{Gl. 67}$$

mit:

W_i	je Volumenelement dissipierte Energie [J/m³],
$\sigma_{a,i}$	Spannungsamplitude [MPa],
$\varepsilon_{a,i}$	Dehnungsamplitude [-],
φ_i	Phasenwinkel [°].

Hopman et al. (1989) führten auf Basis der dissipierten Energie die sogenannte Energy Ratio ER ein. Dabei wird das Verhältnis der dissipierten Energie W_0 am Anfang des Versuchs zur dissipierten Energie W_n bei einer beliebigen Lastwechselzahl N gebildet. Unter der Annahme einer konstanten Phasenverschiebung φ während des Versuchs, ist ER proportional zum Produkt aus Lastwechselzahl und korrespondierendem E-Modul (vgl. Gleichung 70).

$$ER(n) = \frac{n \cdot W_0}{W_n} = \frac{n \cdot (\pi \cdot \sigma_0 \cdot \varepsilon_0 \cdot \sin \varphi_0)}{\pi \cdot \sigma_n \cdot \varepsilon_n \cdot \sin \varphi_n}, \text{ mit} \quad \text{Gl. 68}$$

$$\varphi = (\varphi_s - \varphi_F) \cdot \frac{180}{\pi} \text{ und} \quad \text{Gl. 69}$$

$$ER(n) \sim n \cdot |E|_n \cdot \quad \text{Gl. 70}$$

mit:

ER	Energy Ratio [-],
W_0	dissipierte Energie am Anfang des Versuchs [J/m³],
W_n	dissipierte Energie bei Lastwechsel n [J/m³].

Die Lastwechselzahl, bei der Versagen eintritt, ist die Makrorisslastwechselzahl N_{Makro} . Sie ist durch den Maximalwert der Energy Ratio über die Lastwechsel definiert (vgl. Abbildung 51).

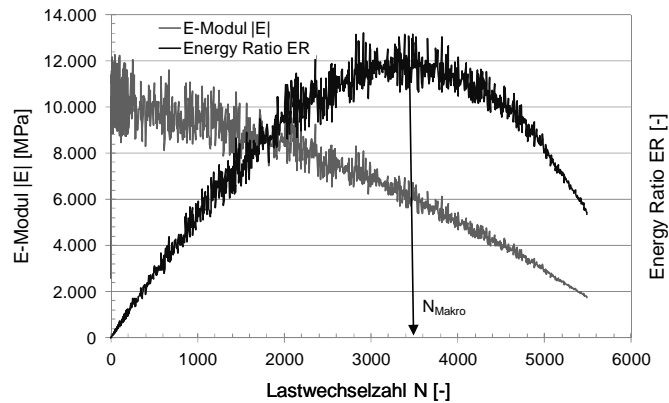


Abbildung 51. Beispiel für die Bestimmung der Lastwechselzahl N_{Makro} anhand des Maximalwerts der Energy Ratio ER.

5.1.2.1 Ermittlung zulässiger Lastwechsel mittels Spaltzug-Schwellprüfung an Asphalt

Gemäß der Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße für die rechnerische Dimensionierung (AL Sp–Asphalt 09; FGSV 2009b) wird an Asphalttragschichtmaterialien die Ermüdungsfunktion ermittelt.

Abbildung 52 zeigt die Prüfeinrichtung sowie eine Prinzipskizze des Spaltzug-Schwellversuchs, der innerhalb der Temperierkammer einer hydraulischen Universal-Prüfmaschine durchgeführt wird. Die Kraftmessung erfolgt mit Hilfe einer Kraftmessdose, die zwischen Hydraulikzylinder und Proberahmen in der Laststange befestigt ist. Die horizontale Verformung wird mittels zweier induktiver Wegaufnehmer gemessen, die durch einen Rahmen mit dem Probekörper verbunden sind.

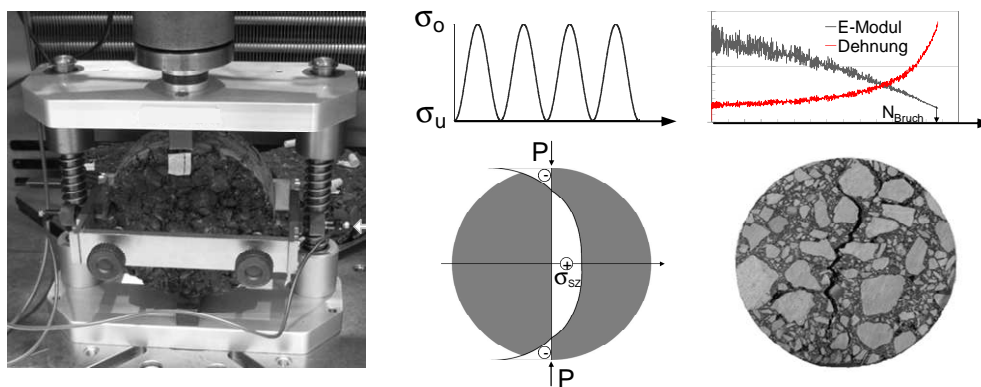


Abbildung 52. Spaltzug-Schwellversuch: Prüfeinsatz (links), Prinzipskizze (Mitte) und Bruchbild nach Versuchsende (rechts).

Bei einer Prüftemperatur von $+20\text{ °C}$ wird bei der Spaltzug-Schwellprüfung ein auf der Mantelfläche liegender zylindrischer Probekörper über Lasteinleitungsstreifen mit einer sinusförmig schwellenden Druckkraft und einer Belastungsfrequenz von 10 Hz kraftgeregelt belastet. Dadurch wird in Probekörpermitte eine zu den Zylinderflanken gerichtete horizontal wirkende Zugspannung σ_{SZ} erzeugt (vgl. Prinzipskizze), während gleichzeitig eine von den

Querschnittsflächen des Zylinders zur Probekörpermitte gerichtete Druckspannung wirkt. Aus der Messung der horizontalen Verformungen u kann der Verlauf der elastischen und bleibenden Dehnungen ausgewertet werden.

Bei der Versuchsdurchführung wird eine Unterspannung von $\sigma_u = 0,035$ MPa zur Lagesicherung der Asphalt-Probekörper aufgebracht. Zur Ermittlung der Ermüdungsfunktion werden drei unterschiedliche Oberspannungen so gewählt, dass die elastischen Anfangsdehnungen im Bereich von 0,05 bis 0,30 ‰ und die Lastwechselzahlen bis zum Erreichen des Ermüdungskriteriums (Energy Ratio ER) zwischen 10^3 und 10^6 Lastwechseln liegen.

Durch die kontinuierliche Messung der aufgetragten Kräfte und der auftretenden Verformungen ist es möglich, für jede Lastwechselzahl, und zwar in Abhängigkeit von der Querdehnzahl und der Probekörperhöhe, einen zugehörigen absoluten Steifigkeitsmodul $|E|$ rechnerisch zu bestimmen (vgl. Gleichung 71).

$$E = \frac{F \cdot (0,274 + \mu)}{h \cdot u} \quad \text{Gl. 71}$$

mit:

E	Steifigkeitsmodul [MPa],
F	Kraft [N],
h	Probekörperhöhe [mm],
u	Querverformung [mm],
μ	Querdehnzahl [-].

Auf Grundlage des Ansatzes der dissipierten Energie nach Hopman (1989) kann die Lastwechselzahl beim Makroriss N_{Makro} ermittelt werden (vgl. Abschnitt 5.1.2).

Ausgehend von den gemessenen elastischen, horizontalen Anfangsdehnungen $\epsilon_{\text{el, anf}}$ und den zugehörigen Lastwechselzahlen beim Makroriss N_{Makro} ist mittels Regression die Ermüdungsfunktion bestimmbar (Abbildung 53). Diese wird in der Regel durch eine Potenzfunktion mit den Parametern C_1 und C_2 beschrieben.

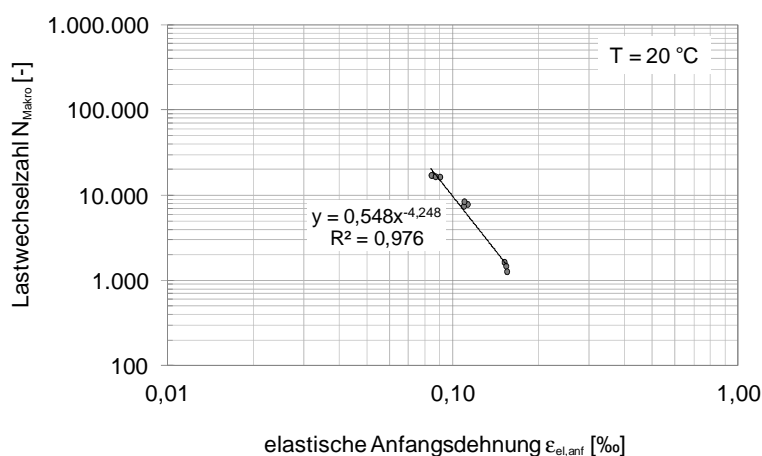


Abbildung 53. Durch Regression ermittelte Ermüdungsfunktion am Beispiel eines AC 32 T S bei 20 °C.

Die ermittelten Regressionsparameter C_1 und C_2 entsprechen den Materialkennwerten a und k aus Gleichung 72, die als Grundlage zur Berechnung der ertragbaren bzw. zulässigen Lastwechselzahl $zul\ N$ im Rahmen des Ermüdungsnachweises an der Unterseite der Asphalttagsschicht gemäß RDO Asphalt 09 dient.

$$zul\ N = \frac{SF}{F} \cdot a \cdot \varepsilon^k \quad \text{Gl. 72}$$

mit:

$zul\ N$	zulässige Lastwechselzahl bis zur Rissentstehung in den Asphalttragschichten [-],
a	Materialkennwert, durch Regression bestimmt [-],
ε	elastische Anfangsdehnung (nach dem 100. Lastzyklus) [$\mu\text{m}/\text{m}$],
k	Materialkennwert, durch Regression bestimmt [-],
SF	Shift-Faktor, für den Spaltzug-Schwellversuch gem. RDO ist ein Faktor von $SF = 1.500$ anzunehmen [-],
F	Sicherheitsbeiwert gem. RDO, Tabelle 8.2 [-].

Im Regelfall versagt ein Asphalt-Probekörper in der Laborprüfung wesentlich früher als in situ. Dies ist auf die grundsätzlich unterschiedlichen Randbedingungen der Laborprüfung zurückzuführen. Beispielsweise ist der Asphalt-Probekörper einer permanenten Zugbeanspruchung ohne Lastpause ausgesetzt, während in der Praxis Wechselbeanspruchungen zwischen Zug und Druck und aufgrund verschiedener Achsanordnungen und variierender Achsanzahlen Lastpausen vorherrschen. Ferner ist bekannt, dass die während der Spaltzug-Schwellprüfung auftretende Materialermüdung gegenüber der Schädigung zufolge plastischer Zugdehnungen untergeordnet ist (Wistuba und Isailović, 2014).

Eine Übertragung der im Labor ermittelten Ermüdungsfunktionen an eine realitätsgetreue Abschätzung wird durch sogenannte Shift-Faktoren SF realisiert. Für den Spaltzug-Schwellversuch wurde durch vergleichende Untersuchungen ein Shift-Faktor von 1.500 abgeleitet. Dieser wird in der im Laborversuch bestimmten Ermüdungsfunktion nach Gleichung 72 berücksichtigt. Bei Annahme eines Sicherheitsbeiwertes F von 1,0 können so Dehnungsbeanspruchungen in der Praxis 1.500-mal öfter ertragen werden als in der Laborprüfung mittels Spaltzug-Schwellprüfung (Abbildung 54).

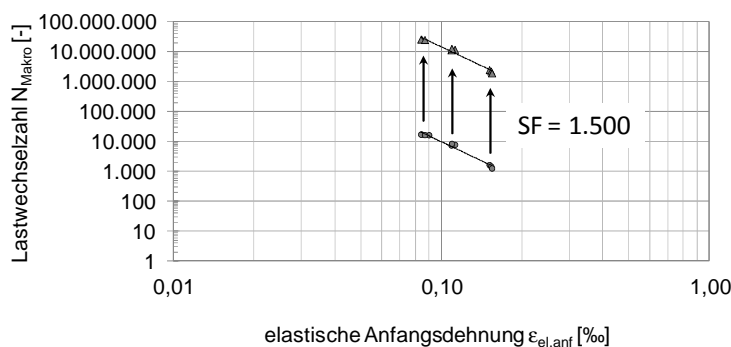


Abbildung 54. Beispiel einer im Labor ermittelten Ermüdungsfunktion (unten) und der an die Praxis angelehnte Verschiebung mittels Shift-Faktor (oben).

Die in Gleichung 72 zugrunde liegenden Sicherheitsbeiwerte F sind so festgelegt, dass die Ergebnisse aus Kalibrier-Berechnungen den Bauweisen mit Asphaltdecke gemäß RStO entsprechen (FGSV, 2009a).

5.1.2.2 Ermittlung zulässiger Lastwechsel für hydraulisch gebundene Tragschichten

Zulässige Spannungen und Lastwechselzahlen für hydraulisch gebundene Tragschichten lassen sich beispielsweise in Anlehnung an die „Arbeitshilfen Flugbetriebsflächen – Bemessung, Bau und bauliche Erhaltung von Flugbetriebsflächen der Bundeswehr“ (AFBB) durch nachfolgende Gleichungen bestimmen.

$$\text{zul } N = 10^{\frac{1}{5} \cdot \left(84 - \frac{100 \cdot \gamma \cdot \text{vorh } \sigma_{BZ}}{\beta_{BZ}} \right)} \quad \text{und} \quad \text{Gl. 73}$$

$$\text{zul } \sigma_{BZ} = \frac{\beta_{BZ}}{\gamma} \cdot \frac{84 - 5 \cdot \log(\text{vorh } N)}{100} \quad \text{Gl. 74}$$

mit:

zul N	zulässige Lastwechselzahl [-],
vorh N	zu erwartende Anzahl an Lastwechseln infolge von Achsübergängen im geplanten Nutzungszeitraum [-],
vorh σ_{BZ}	maximale Biegezugspannung an der Unterseite der Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel infolge Verkehrslast [MPa],
zul σ_{BZ}	maximal zulässige Biegezugspannung an der Unterseite der Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel infolge Verkehrslast [MPa],
β_{BZ}	Biegezugfestigkeit bei einmaliger Belastung der Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel ($\beta_{BZ} = 1,25$ MPa),
γ	Sicherheitsfaktor gem. RDO, [-].

5.1.3 Kälteverhalten

Wie in Abschnitt 2.2.3 erläutert, können Asphaltbefestigungen sowohl verkehrslastbedingten (mechanogenen) als auch abkühlungsbedingten (kryogenen) Beanspruchungen ausgesetzt sein, die zur Rissbildung beitragen. Arand (1981, 1984, 1986, 1989) konnte in diversen Forschungsarbeiten nachweisen, dass sich regelmäßige Querrisse an der Oberfläche von Asphaltbefestigungen auf diese kryogenen Spannungen zurückführen lassen. In diesen Fällen erreichten bzw. erreichen die resultierenden kryogenen Beanspruchungen die Zugfestigkeit des Asphaltes.

Labortechnische Prüfverfahren zur Ansprache des Tieftemperaturverhaltens von Asphalt sind in den EN 12697-46 abgebildet. Es werden üblicherweise der einaxiale direkte Zugversuch und der Abkühlversuch zur Prüfung der Kälteeigenschaften von Asphalt herangezogen.

Bei der Durchführung des Abkühlversuches (Thermal Stress Restrained Specimen Test, TSRST) wird ein Asphalt-Probekörper bei einer definierten Temperaturrate abgekühlt. Bei Standardversuchsbedingungen sind die Starttemperatur T_{Start} mit 20 °C und die Abkühlrate \dot{T} mit 10 K/h definiert.

Aufgrund der Temperaturabsenkung hat der Asphalt-Probekörper das Bestreben, sich zusammenzuziehen. Da während des Versuchs die Länge des Asphalt-Probekörper konstant gehalten wird, entstehen thermisch induzierte kryogene Zugspannungen. Diese kryogenen Spannungen steigen mit abnehmender Temperatur stetig an, bis die Zugfestigkeit erreicht ist; es kommt zum Bruch des Asphalt-Probekörpers. Zur Bewertung des Verhaltens bei tiefen Temperaturen wird der gesamte Verlauf der kryogenen Spannung σ_Z über die Temperatur, die Bruchtemperatur T_{Br} und die Bruchspannung σ_{Br} herangezogen.

In Abbildung 55 sind beispielhaft die mittleren Spannungsverläufe eines Asphaltbetons AC 11 D N für drei unterschiedliche Abkühlraten dargestellt. Eine Verschiebung der Spannungsverläufe von ca. 1,5 K ist erkennbar. Büchler (2010) weist auf eine erhöhte Verschiebung des Spannungsverlaufes von ca. 3 K bei Abkühlraten $\leq 1,5$ K/h hin, die auf ein verbessertes Relaxationsverhalten des Asphaltes bei geringen Abkühlraten hindeuten.

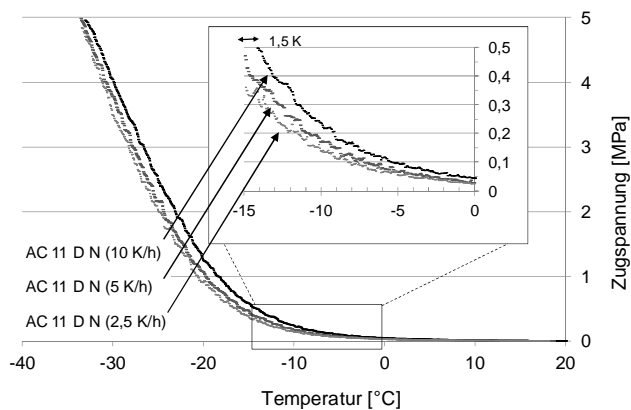


Abbildung 55. Kryogene Spannungsverläufe eines Asphaltbetons (AC 11 D N) bei unterschiedlichen Abkühlraten.

Aus Abbildung 56 geht hervor, dass das eingesetzte Bindemittel bei der Entstehung kryogener Spannungen einen maßgebenden Faktor darstellt.

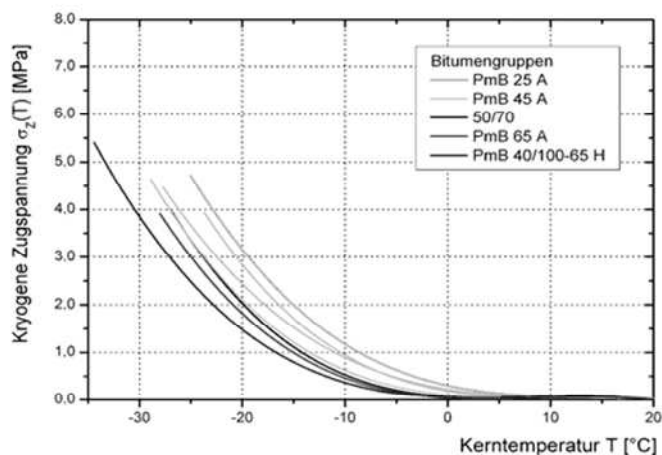


Abbildung 56. Verlauf der kryogenen Spannungen von Abkühlversuchen an SMA-Varianten bei unterschiedlichem Bindemittel (Renken et. al, 2008).

5.1.4 Querdehnzahl

Die Querdehnzahl μ stellt eine weitere Materialkenngröße dar, die im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung als Eingangsgröße in die Mehrschichtentheorie dient (vgl. Abschnitt 2.1.2). Für rein elastische Materialien ist die Querdehnzahl über das Verhältnis von Querdehnung und Längsdehnung definiert.

Durch die prüftechnische Ansprache im Labor kann die Querdehnzahl bei Versuchen mit einachsialen, sinusförmigen Belastungen durch das Verhältnis der gemessenen Amplituden aus Quer- und Längsdehnung wie folgt berechnet werden:

$$|\mu| = \frac{\varepsilon_{\text{radial}}}{\varepsilon_{\text{axial}}} \quad \text{Gl. 75}$$

mit:

$\varepsilon_{\text{radial}}$	Querdehnung [-],
$\varepsilon_{\text{axial}}$	Längsdehnung [-],
$ \mu $	Betrag der Querdehnzahl [-].

Untersuchungen von Kim et al. (2004) mittels Spaltzug-Schwellversuch (IDT) zeigen, dass die Querdehnzahl von Temperatur und Belastungsfrequenz abhängig ist. Die resultierenden Querdehnzahlen verschiedener Asphalte bei drei unterschiedlichen Temperaturen und 4 Prüffrequenzen zeigt Abbildung 57.

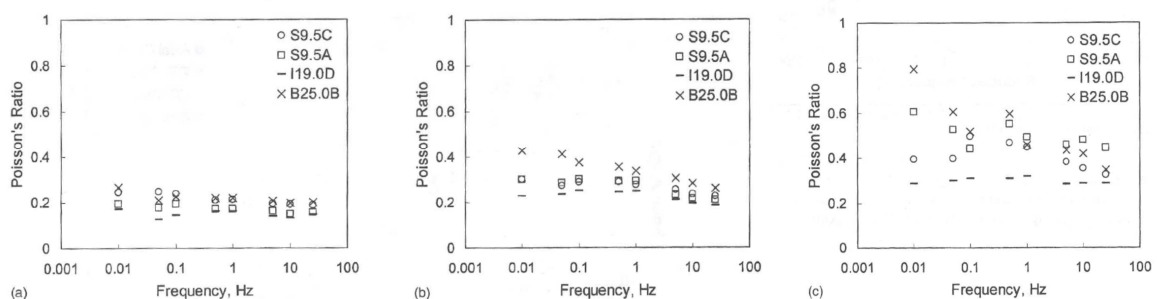


Abbildung 57. Einfluss der Prüftemperatur und –frequenz auf die resultierende Querdehnzahl von Asphalt bei -10 °C (links), +10 °C (Mitte) und +35 °C (rechts), (Kim et al., 2004).

Mit zunehmender Temperatur steigt der Betrag der Querdehnzahl an. Der Einfluss der Frequenz ist gegenüber der Temperatur untergeordnet. Werden beispielsweise die Ergebnisse bei der Prüffrequenz von 10 Hz betrachtet, so ergeben die Mittelwerte der dargestellten Asphalt-Varianten bei -10 °C eine Querdehnzahl von ca. $\mu = 0,2$. Bei +35 °C erhöht sich die Querdehnzahl auf ca. $\mu = 0,4$.

Witczak und Mirza (1999) ermittelten folgenden Zusammenhang zwischen Querdehnzahl und Temperatur:

$$\mu = 0,15 + \frac{0,35}{1 + e^{\left[3,1849 - 0,04233 \cdot \left(\frac{9}{5} \cdot T + 32 \right) \right]}} \quad \text{Gl. 76}$$

mit:

μ Querdehnzahl [-],
 T Temperatur [°C]

Zur Bestimmung der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion gemäß AL Sp-Asphalt 09 (FGSV, 2009b) kommt Gleichung 58 zur Anwendung. Bei Dimensionierungsrechnungen gemäß RDO Asphalt 09 wird eine konstante Querdehnzahl von $\mu = 0,35$ über die dort definierten Temperaturklassen angenommen (vgl. 4.3.5).

Den Einfluss der Temperaturabhängigkeit der Querdehnzahl auf das Ergebnis der rechnerischen Dimensionierung haben Grönniger und Walther (2011) untersucht. Hier wurde zunächst die Querdehnzahl nach Gleichung 76 in Abhängigkeit von den einzelnen Temperaturklassen und der jeweiligen korrespondierenden Temperaturverläufe über die Tiefe des Asphaltoberbaus gemäß RDO Asphalt 09 berechnet. Abbildung 58 zeigt, dass am Beispiel der Temperaturklasse 32,5 eine Querdehnzahl $> 0,35$ bis zu einer Tiefe von ca. 100 mm zu erwarten ist.

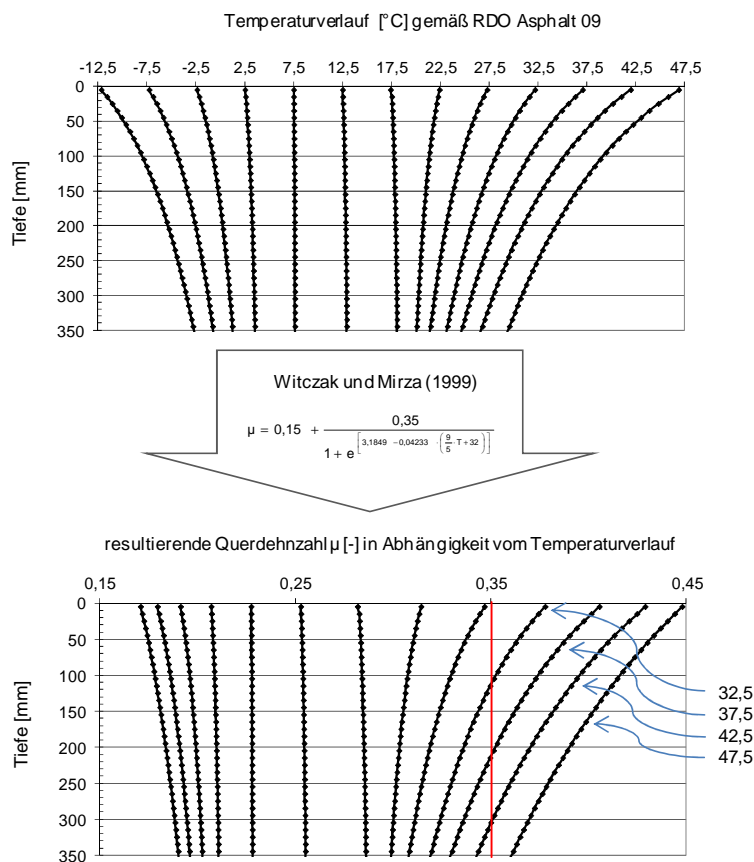


Abbildung 58. Einfluss der Temperatur auf den Verlauf der Querdehnzahl.

Im Anschluss wurden die daraus resultierenden Biegezugdehnungen ϵ [μ strain] an der Unterseite der Asphalttragschicht unter Annahme einer Verkehrsbeanspruchung der Lastklasse 10 (20 t Achslast) berechnet (vgl. Abbildung 59). Als Eingangsgrößen dienten die in den RDO Asphalt 09 definierten Kalibrierasphalte für Asphaltdeck-, -binder- und tragschicht in der Belastungsklasse Bk100, Tafel 1, Zeile 1 der RStO 12.

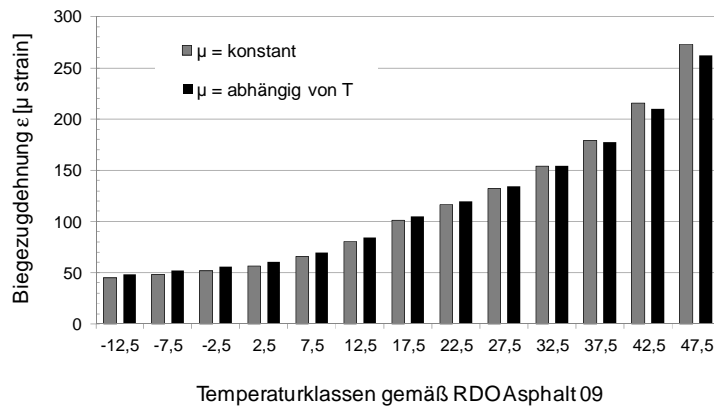


Abbildung 59. Resultierende Biegezugdehnungen an der Unterseite der Asphalttragschicht bei Berücksichtigung einer konstanten und einer temperaturabhängigen Querdehnzahl.

Für Temperaturen unterhalb 32,5 °C ergeben sich höhere berechnete Biegezugdehnungen unter Berücksichtigung von temperaturabhängigen Querdehnzahlen (schwarz) gegenüber jenen mit konstanten Querdehnzahlen (grau). Für die Schädigungssumme und die damit verbundene prognostizierte Lebensdauer bedeutet dies, dass sich unter Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit der Querdehnzahl nach Witczak und Mirza (1999) tendenziell ungünstigere (kürzere) rechnerische Nutzungszeiträume bis zum Ermüdungsversagen ergeben als durch die Annahme einer konstanten Querdehnzahl von 0,35. Im Temperaturbereich oberhalb 32,5 °C führt der Ansatz temperaturabhängiger Querdehnzahlen dagegen zu niedrigeren (günstigeren) Biegezugdehnungen. Im Rahmen der Arbeit wurde die Umsetzung dieses Vorgehens im Modell nicht umgesetzt, um den Bezug zu den RDO Asphalt 09 zu wahren.

5.2 Schichtenverbund

Fahrbahnoberbauten aus Asphalt werden in der Praxis mehrlagig eingebaut. Im Regelfall ist der Oberbau in Asphaltdeckschicht, -binderschicht und -tragschicht unterteilt, die nacheinander eingebaut und verdichtet werden. Der Schichtenverbund zwischen den einzelnen Schichten eines Asphaltoberbaus ist Voraussetzung für eine vollständige Tragwirkung und dem daraus resultierenden vollständigen Abtragen der auftretenden Spannungen. Die in Abbildung 60 dargestellten Faktoren beeinflussen den Schichtenverbund.

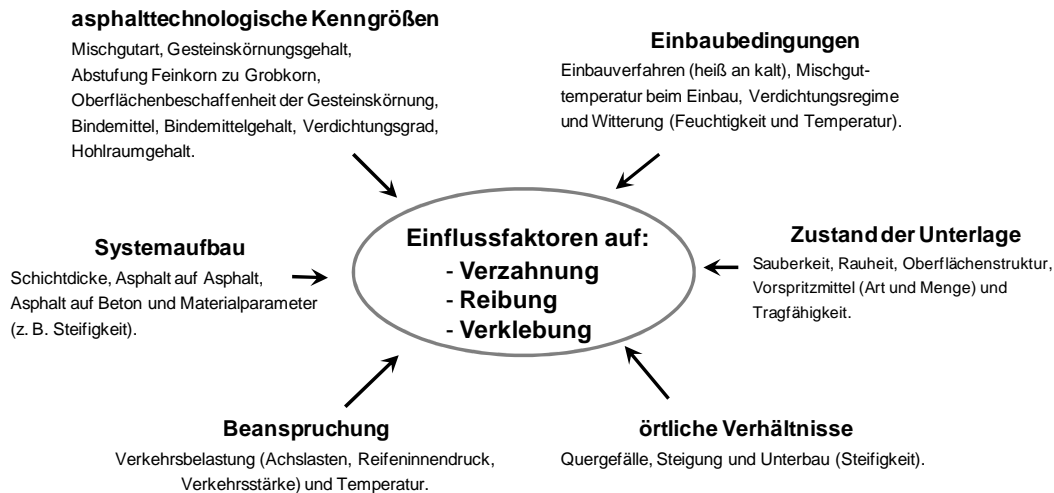


Abbildung 60. Einflussfaktoren auf den Schichtenverbund (Walther und Wistuba, 2013).

Der Übergangsbereich zu den Schichten entsteht zufällig, seine Ausprägung ist aber abhängig vom Herstellungs- und Verdichtungsprozess sowie von der Zusammensetzung des Gesteinskörnungsgemisches und vom eingesetzten Größtkorn. In Abbildung 61 ist der Übergangsbereich, der die Schichtgrenze bildet, schematisch für das Einbauverfahren „heiß auf kalt“ dargestellt.



Abbildung 61. Übergangsbereich an der Schichtgrenze am Beispiel „heiß auf kalt“.

Wird eine Asphaltsschicht auf eine bereits erkaltete Schicht aufgebracht, so resultiert im Vergleich zu dem Einbauverfahren „heiß auf heiß“ ein geringerer Schichtenverbund. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei einer erkalteten ebenen Oberfläche die Verzahnung weniger stark ausgeprägt ist.

Asphaltsschichten im Einbauverfahren „heiß auf heiß“, beispielsweise durch das Verfahren „Inline-Pave“ ermöglicht, weisen im Allgemeinen eine hohe Verzahnung der Gesteinskörner im Schichtwechsel auf. Bei diesem Herstellungsverfahren werden die Asphaltsschichten unmittelbar nacheinander hergestellt und in einem Arbeitsschritt gemeinsam verdichtet. Dadurch ist ein gegenseitiges Eindringen von Gesteinskörnungen in die benachbarte Schicht gewährleistet. Ein optimaler Schichtenverbund, in diesem Fall durch eine ausgeprägte Verzahnung charakterisiert, ist die Folge (Abbildung 62).



Abbildung 62. Beispiele für den Verlauf der Schichtgrenze und des Übergangsbereiches für SMA 8 S und AC 16 B S für die Einbauverfahren „heiß auf kalt“ (links) und „heiß auf heiß“ (rechts).

Zusätzlich zur Verzahnung sind die Faktoren Schicht-Verklebung und Reibung durch Korn-zu-Korn-Kontakte in der Schichtgrenze weitere Einflussfaktoren auf den Schichtenverbund. Die Verklebung zweier Asphaltsschichten erfolgt durch Aufbringen eines Vorspritzmittels. Das Maß der Verklebung wird dabei durch die Viskosität und die eingesetzte Menge pro Flächeneinheit des Vorspritzmittels beeinflusst.

Die Reibung wirkt maßgeblich durch den direkt vorhandenen Korn-zu-Korn-Kontakt im Schichtwechsel. Ein allzu dicker Bindemittelfilm, der die einzelnen Gesteinskörner umhüllt, hat negative Folgen. Auch erhöhte Mengen an Vorspritzmittel, die einen Schmierfilm in der Schichtgrenze erzeugen, zeigen denselben Effekt (Renken und Lobach, 2004).

Die drei aufgeführten Faktoren Verzahnung, Verklebung und Reibung beeinflussen maßgeblich die durch äußere Belastung (z. B. Beschleunigungs- bzw. Bremsvorgänge) hervorgerufenen horizontalen Scherspannungen τ_s und die daraus resultierenden Relativverschiebungen Δu in der Schichtgrenze (Abbildung 63) und somit das Gebrauchsverhalten und die Lebensdauer der Konstruktion (vgl. Wellner und Ascher, 2007).

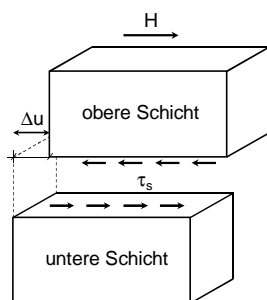


Abbildung 63. Scherspannung τ_s und Relativverschiebung Δu bei Horizontalbeanspruchung H (beispielsweise hervorgerufen durch Beschleunigungs- bzw. Bremsvorgänge).

Nach Johannsen (2012) kann der jeweils isolierte Anteil labortechnisch mittels der zyklischen Verbundprüfung erfasst und quantifiziert werden. Zukünftig lässt sich so der Schichtenverbund mittels einer realistischen Kenngröße innerhalb der rechnerischen Dimensionierung berücksichtigen.

Es können 3 Zustände definiert werden, die den Schichtenverbund charakterisieren:

- Es kann vollständiger Schichtenverbund angenommen werden, wenn die Relativverschiebung Δu gleich Null ist. Aus dieser Randbedingung ergeben sich im Vergleich zu den nachfolgenden Verbundsystemen die höchsten horizontalen Scherspannungen τ_s in der Schichtgrenze.
- Beim teilweisen Schichtenverbund können Relativverschiebungen Δu in unterschiedlicher Ausprägung auftreten. Daraus resultiert bei hoher Relativverschiebung eine geringe Scherspannung und umgekehrt.
- Kein Schichtenverbund liegt vor, wenn die Scherspannung τ_s gleich Null ist. Eine maximale Relativverschiebung Δu ist die Folge.

Derzeit wird innerhalb der rechnerischen Dimensionierung (FGSV, 2009a) für Neubaumaßnahmen angenommen, dass durch eine einwandfreie Einbauleistung ein vollständiger Schichtenverbund erreicht wird. Der Schichtenverbund geht über einen Verbundfaktor (VF) in das Berechnungsmodell ein, der bei vollständigem Verbund den Wert $\text{VF} = 0$ und für das vollständige Fehlen des Verbundes den Wert $\text{VF} = \infty$ annimmt.

Aus den oben erfolgten Überlegungen geht hervor, dass der Schichtenverbund die Beanspruchungszustände im Oberbau beeinflussen kann. Über den Verbundfaktor als Eingangsparameter in das Mehrschichtenmodell sind Auswirkungen hinsichtlich der rechnerischen theoretischen Lebensdauer einer Asphaltbefestigung zu erwarten. Im Rahmen dieser Arbeit wird das Vorgehen gemäß RDO Asphalt 09 gewählt und voller Schichtenverbund zwischen den gebundenen Schichten im Oberbau angenommen.

6 Zeitliche Überlagerung von Beanspruchungszuständen

Die Überlagerung von korrespondierenden Beanspruchungszuständen aus Verkehr und Temperatur ist von wesentlicher Bedeutung innerhalb der rechnerischen Dimensionierung, um auch extreme Belastungsfälle erfassen zu können. Die im Rahmen dieser Arbeit gewählte stundengenaue Erfassung des Verkehrs- und des Temperaturverlaufes über die Zeit resultiert in einer hohen Anzahl an einzelnen Lastfällen, die mittels einer Datenbank verwaltet werden. Die Zeiterfassung und deren Zuordnung zu Temperatur- und Verkehrsgang ist die Grundvoraussetzung für die Umsetzung der zeitlichen Überlagerung von Beanspruchungszuständen.

Die Daten von meteorologischen Messstationen, wie beispielsweise des „Straßenwetter-Informations-Systems“ SWIS oder jene des REMO Klimamodells, weisen einen Zeitstempel auf, der dem Standard ISO-8601 „Datenelemente und Austauschformate – Informationsaustausch – Darstellung von Datum und Uhrzeit“ der Internationalen Organisation für Normung entspricht. Zusätzlich sind korrespondierende Messwerte enthalten. Abbildung 64 zeigt am Beispiel der Stadt Braunschweig die für die Temperaturberechnung im Straßenoberbau benötigten Eingangsgrößen Globalstrahlung, Windgeschwindigkeit, Lufttemperatur und relative Luftfeuchtigkeit am 1. Januar 2001 von 0:00 bis 15:00 Uhr für das IPCC Klimaszenario A1B.

Timestamp (ISO-8601)	G (W/m**2)	U (m/s)	Temp (degC)	Humi (%)
2001-01-01T00:00:00+01	0	4.328734875	0.898706055	92.67114266
2001-01-01T01:00:00+01	0	4.549422264	2.988244629	87.70113241
2001-01-01T02:00:00+01	0	4.534542561	2.793969727	88.56556794
2001-01-01T03:00:00+01	0	4.540954113	2.614709473	89.39186087
2001-01-01T04:00:00+01	0	4.591560364	2.477929688	90.20646024
2001-01-01T05:00:00+01	0	4.668893337	2.367791748	91.14003909
2001-01-01T06:00:00+01	0	4.725279331	2.257806396	92.51156589
2001-01-01T07:00:00+01	0.990523309	4.83623457	2.149621582	93.76592242
2001-01-01T08:00:00+01	38.79962873	4.926374912	2.07467041	94.39790462
2001-01-01T09:00:00+01	110.8138008	5.058152199	2.249871826	93.19322877
2001-01-01T10:00:00+01	163.0219841	5.411849976	3.101647949	89.96177175
2001-01-01T11:00:00+01	167.8106079	5.711646557	4.199121094	88.80142618
2001-01-01T12:00:00+01	146.6278782	5.731198788	4.961877441	87.57335603
2001-01-01T13:00:00+01	88.25308228	5.611083508	5.415460205	86.21777435
2001-01-01T14:00:00+01	20.57158327	5.486597061	5.465142822	84.59740625
2001-01-01T15:00:00+01	0.122402295	5.490759373	5.131829834	83.68755003

Abbildung 64. Beispiel: Eingangsgrößen für die Temperaturberechnung im Straßenoberbau am 1. Januar 2001 von 0:00 bis 15:00 Uhr für das IPCC Klimaszenario A1B.

Aufgrund von Schaltjahren und der in Deutschland gültigen Sommer- und Winterzeit wurde im Rahmen der Arbeit eine Datumsbibliothek (joda.org, 2013) zur Verwaltung genutzt, um die Zuordnung von Temperatur und Verkehr für einen Nutzungszeitraum von 30 Jahren zu gewährleisten. Der vorhandene Zeitstempel, z. B. aus Daten des REMO Klimamodells, dient dabei als Referenz.

Die Datumsbibliothek ordnet danach der ermittelten stündlichen Schwerverkehrsmenge SV/h (Abschnitt 3.3.1) die Kalenderwoche und den entsprechenden Wochentag (von 1 bis 7) zu (vgl. Abbildung 65). So ist die Verknüpfung des Verkehrsganges zu den jeweiligen korrespondierenden (exakten) Wochentagen (Mo bis So) realisierbar.

Index [h]	IsoTimestamp	SV/h	KW	Tag	Stunde
0	2001-01-01T00:00:00.000+01:00	296.05978	1	1	0
1	2001-01-01T01:00:00.000+01:00	220.3166	1	1	1
2	2001-01-01T02:00:00.000+01:00	188.29112	1	1	2
3	2001-01-01T03:00:00.000+01:00	217.86026	1	1	3
4	2001-01-01T04:00:00.000+01:00	342.66058	1	1	4
5	2001-01-01T05:00:00.000+01:00	641.23175	1	1	5
6	2001-01-01T06:00:00.000+01:00	997.18274	1	1	6
7	2001-01-01T07:00:00.000+01:00	1139.2766	1	1	7
8	2001-01-01T08:00:00.000+01:00	1129.2355	1	1	8
9	2001-01-01T09:00:00.000+01:00	1089.009	1	1	9
10	2001-01-01T10:00:00.000+01:00	1060.8708	1	1	10
11	2001-01-01T11:00:00.000+01:00	1041.5928	1	1	11
12	2001-01-01T12:00:00.000+01:00	1016.4382	1	1	12
13	2001-01-01T13:00:00.000+01:00	1023.4148	1	1	13
14	2001-01-01T14:00:00.000+01:00	1049.8104	1	1	14
15	2001-01-01T15:00:00.000+01:00	1102.4717	1	1	15

Abbildung 65. Zuordnung der stündlichen Schwerverkehrsmenge SV/h zu Kalenderwoche, Tag und Stunde (1. Januar 2001 von 0:00 bis 15:00 Uhr) mit korrespondierendem Stundenindex.

Unter Zuhilfenahme der Strahlungsbilanz und des expliziten Differenzenverfahrens erfolgt die Ermittlung des Temperaturgangs im Straßenoberbau (vgl. Abschnitt 4.3). Aufgrund der Temperatur-Steifigkeitsabhängigkeit des Asphaltes ergibt sich je Stunde ein neuer Steifigkeitsverlauf über die Dicke des Straßenoberbaus und somit ein neues Schichtenmodell, dessen resultierende Beanspruchungen berechnet werden (vgl. Abbildung 66).

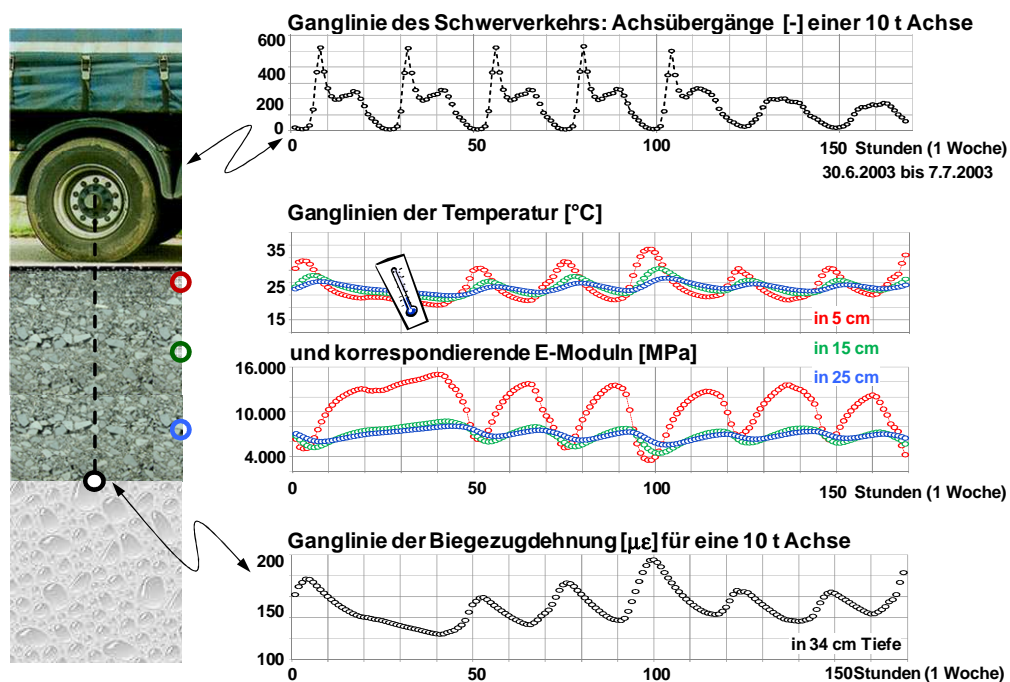


Abbildung 66. Zeitliche Erfassung der Ganglinien für Temperatur und Verkehr und die daraus resultierende Ganglinie der Biegezugdehnung an der Unterseite der Asphalttragschicht in 34 cm.

So ergeben sich zum Beispiel für eine Nutzungsdauer von 30 Jahren insgesamt ($24 \text{ h} \cdot 365 \text{ Tage} \cdot 30 \text{ Jahre} \cdot 11 \text{ Lastklassen}$) 2,9 Millionen Lastfälle, die mittels Primärwirkungsmodell (Mehrschichtentheorie) berechnet werden. Abbildung 67 gibt den Ablauf der Einzelprozesse in Form eines Ablaufdiagramms wieder.

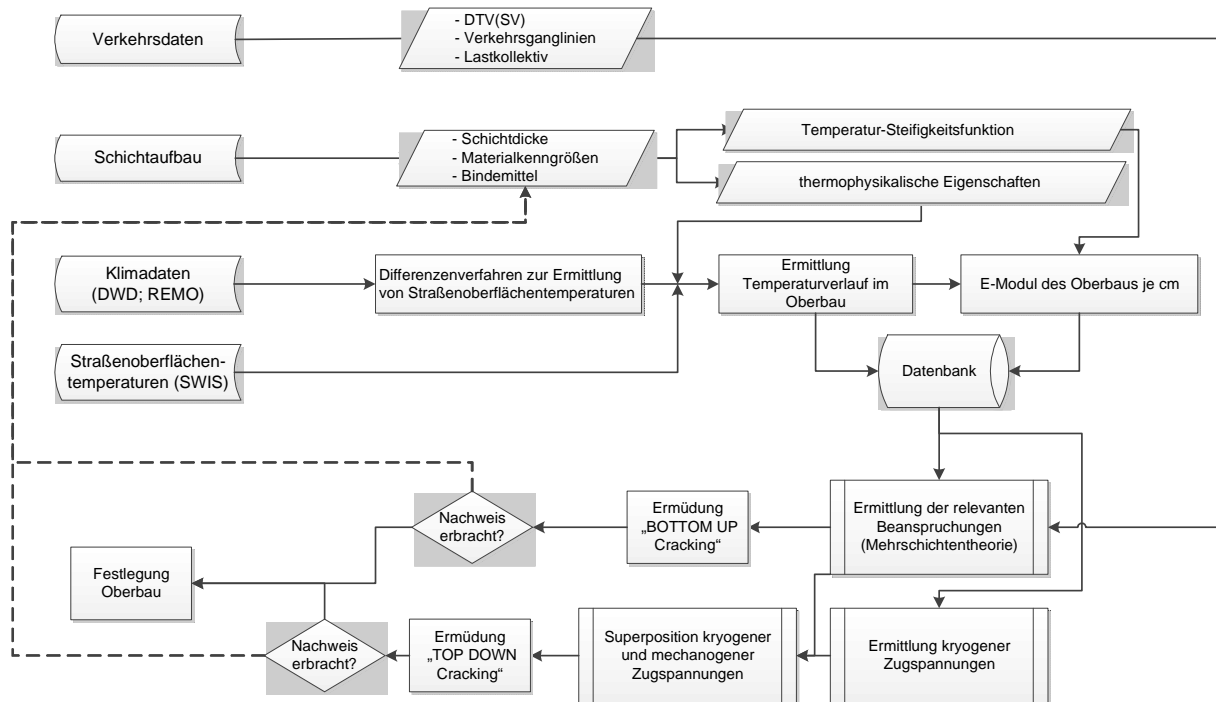


Abbildung 67. Ablaufdiagramm des Computerprogramms für die rechnerische Dimensionierung von Asphaltstraßen unter Berücksichtigung stündlicher Beanspruchungszustände.

6.1 Umsetzung in eine Programmumgebung

Als Programmumgebung wurde ein Graphical User Interface (GUI) mittels JAVA (Sun Microsystems) geschaffen, die eine nutzerfreundliche Anwendung des Programms sicherstellt. So lassen sich über die Programmoberfläche alle Annahmen bezüglich der Berechnung im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung definieren. Zur Vorhaltung der Daten ist eine Datenbank integriert, die mittels der Datenbanksprache SQL angesteuert wird.

Im Folgenden sind Auszüge der Programmstruktur graphisch dargestellt. Abbildung 68 zeigt beispielhaft das Navigationsfenster des Dimensionierungsprogramms. Auf der linken Seite ist die Programmhierarchie aufgezeigt. Diese gliedert sich in die Menüpunkte: Projektverwaltung, Datenmodelle, Auswertung und Werkzeuge. Eine sequentielle Abarbeitung der einzelnen Unterpunkte ist möglich. Dadurch ist zu jedem Zeitpunkt ein Eingriff bzw. eine Überprüfung gewährleistet.

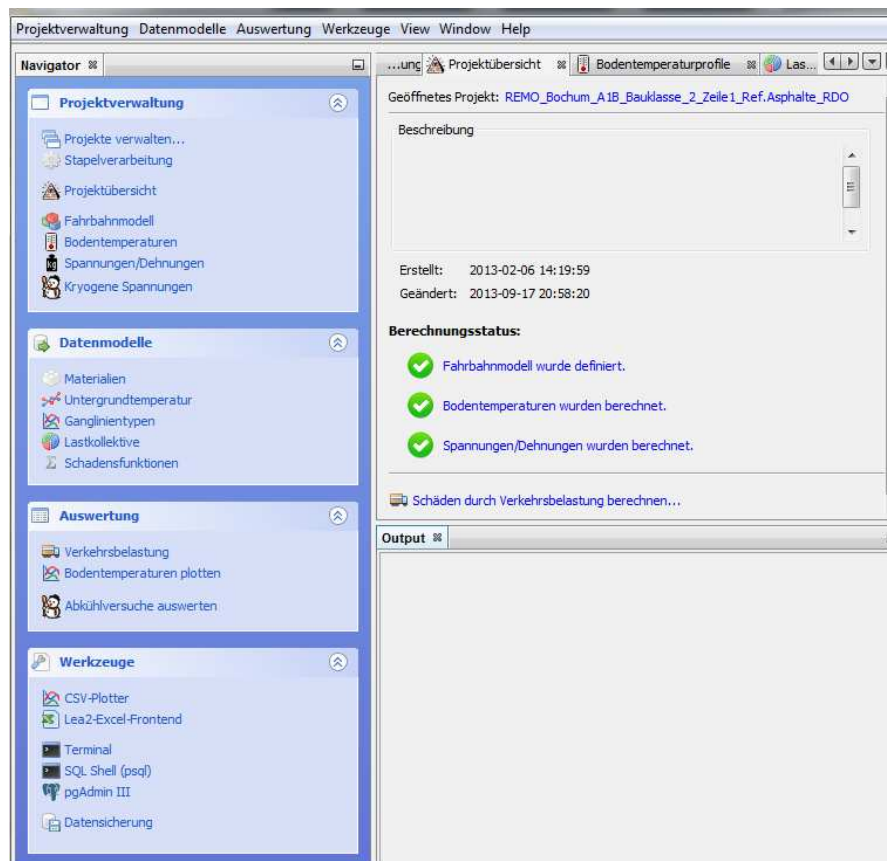


Abbildung 68. Navigationsfenster des Dimensionierungsprogramms.

In Abbildung 69 kann mittels eines „Fahrbahnmodell-Editors“ der Aufbau bezüglich Material, Schichtdicke und Verbund zur jeweiligen Unterlage definiert werden. Die notwendigen Materialparameter sind im „Materialien-Editor“ definiert und als Reiter Elastizität, Wärmeleitung und Ermüdungsfunktion hinterlegt.

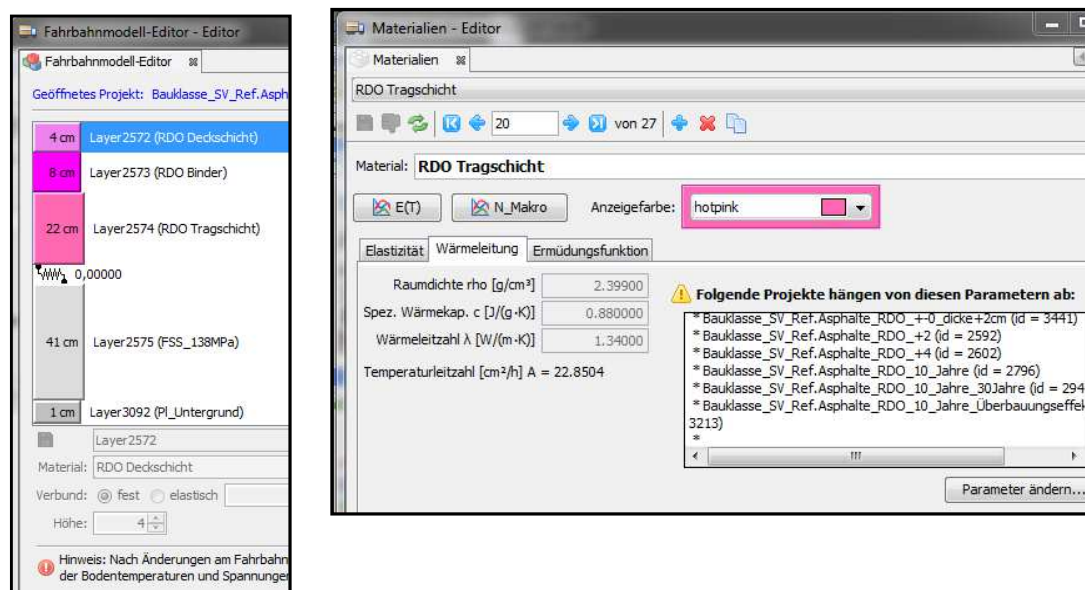


Abbildung 69. Programmauszug Fahrbahnmodell-Editor (links) und Materialien-Editor (rechts).

Zur automatisierten Ermittlung der Straßenoberflächentemperatur auf der Grundlage der Energiebilanz werden meteorologische Messgrößen auf mindestens stündlicher Basis – wie beispielsweise der Daten des Regionalen Klimamodells REMO – herangezogen. Zur Ermittlung der Straßenoberflächentemperatur dienen in der Regel als Eingangsgröße die Lufttemperatur, die relative Luftfeuchtigkeit, die Windgeschwindigkeit und die Globalstrahlung. In Abbildung 70 sind als Beispiel die Messwerte des DWD für Lufttemperatur, relative Luftfeuchtigkeit und Windgeschwindigkeit in einem 10-minütigem Messintervall dargestellt.

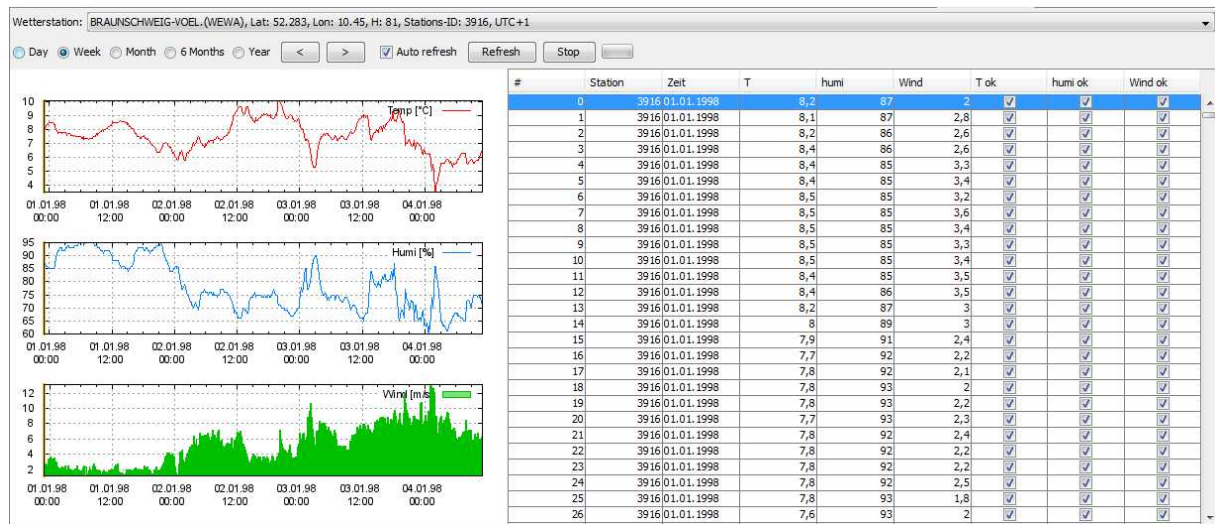


Abbildung 70. Beispielhafter Auszug aus der Datenbank und Visualisierung meteorologischer Datenreihen.

Für beliebige Auszüge aus den meteorologischen Datenreihen werden Diagramme automatisch für definierte Zeitbereiche (1 Tag, 1 Woche, 1 Monat, 6 Monate, 1 Jahr) generiert. Diese Visualisierung ist zur Überprüfung von Plausibilität und Konsistenz der Datenreihen vorteilhaft. Ausreißer lassen sich durch Aktivieren bzw. Deaktivieren mittels Mausklick individuell bearbeiten. Eventuelle Fehlstellen werden durch lineare Interpolation der benachbarten Stützstellen ausgeglichen. Zur weiteren Berechnung des Temperaturverlaufes im Straßenoberbau werden alle benötigten Eingangsgrößen, die auch unterschiedliche Messintervalle aufweisen können, auf ein gemeinsames Raster von Minuten linear interpoliert. So sind beispielsweise die verwendeten Messwerte des DWD für Lufttemperatur, Windgeschwindigkeit und relative Luftfeuchte in einem 10 minütigen Zeitintervall erfasst, wohingegen die Globalstrahlung stündlich erfasst ist.

Die Datenbank ist so konfiguriert, dass man auch bereits bekannte Ganglinien der Straßenoberflächentemperatur – beispielsweise vom DWD bereitgestellte aufgezeichnete Daten aus Glättemeldeanlagen (SWIS) – direkt in die Datenbank einspeisen kann. In Abbildung 71 ist die Maske des GUI mit den Auswahlmöglichkeiten der Eingangsdaten dargestellt. Es stehen die Datenquellen „Wetterstation“, „Wetterdaten aus Datei“ und „Fahrbahnoberflächentemperatur aus Datei“ zur Auswahl.

Geöffnetes Projekt: REMO_Bochum_A1B_Bauklasse_2_Zeile1_Ref.Asphalte_RDO

Eigenschaften der Straßenoberfläche

Albedo (0-1): 0.200000 Langwelliger Absorptionskoeffizient (0-1): 0.910000

Datenquelle für Straßenoberflächentemperatur

☐ Wetterstation (Globalstrahlung, Temperatur, Wind, Luftfeuchtigkeit)

BRAUNSCHWEIG-VOEL.(WEWA), Lat: 52.283, Lon: 10.45, H: 81, Stations-ID: 3916, UTC+1

Jahre: 1998 bis 2007

☒ Wetterdaten aus Datei: C:\lea\work\remo\Bochum_A1B_Eingabe_30-Jahre.csv

☐ Fahrbahnoberflächentemperaturen aus Datei:

mperaturprofile\Aus_10_Jahren_BK_SV_Ref.RDO_Temp Datenreihe: mittlere Temperatur

☐ Interpolation: Datenlücken ergänzen über einen Zeitraum von höchstens (kein Limit)

Untergrundtemperaturmodell

Temperaturjahrgang [Pohlmann 1989]

Speichern Rückgängig

Die berechneten Daten sind auf dem neuesten Stand. Parameter ändern... Plots anzeigen...

Abbildung 71. Eingabe der Straßenoberflächeneigenschaften hinsichtlich Reflexionsvermögen sowie Auswahl an Datenquellen zur Ermittlung der Straßenoberflächentemperatur.

Alle Ganglinien der Straßenoberflächentemperaturen und der Straßenkörpertemperaturen werden in der Datenbank abgelegt und sind durch den Temperaturprofil-Browser zu jeder Stunde graphisch abrufbar (Abbildung 72).

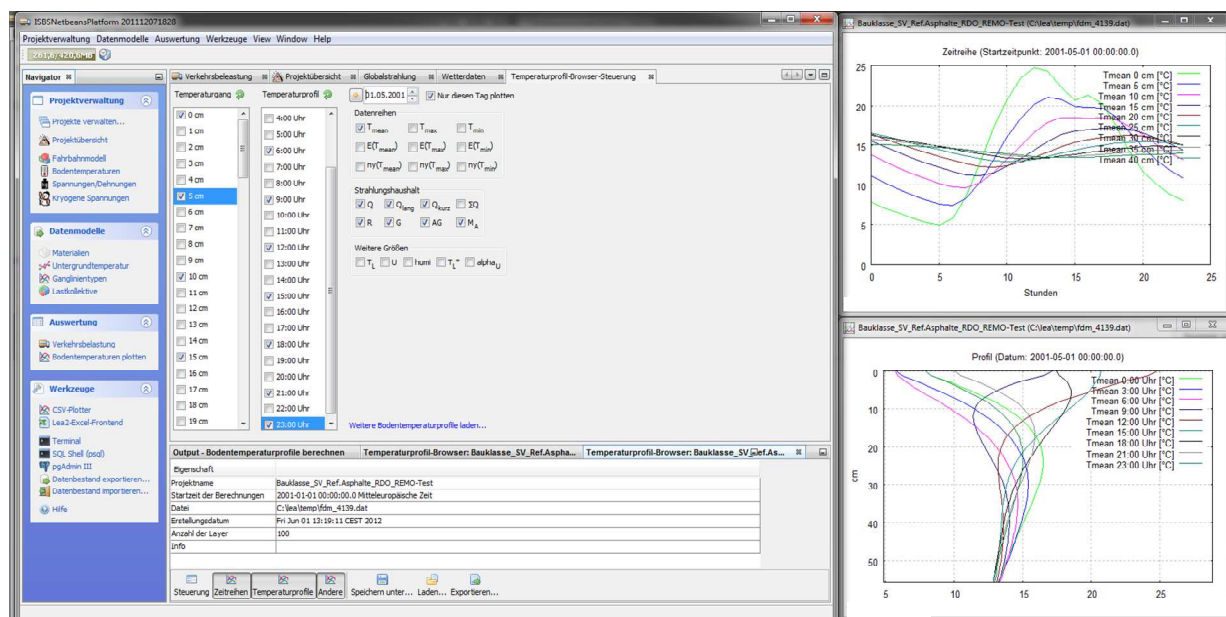


Abbildung 72. Beispiel zum Temperaturprofil Browser.

Die Definition des Verkehrs mittels $DTV^{(SV)}$ pro Jahr und den korrespondierenden Gangli-
nientypen für Jahr, Woche und Tag, sowie für die zu berücksichtigenden Lastkollektive im
Bemessungszeitraum können frei durch Eingabe in vorhandene Textmasken editiert werden
(Abbildung 73).

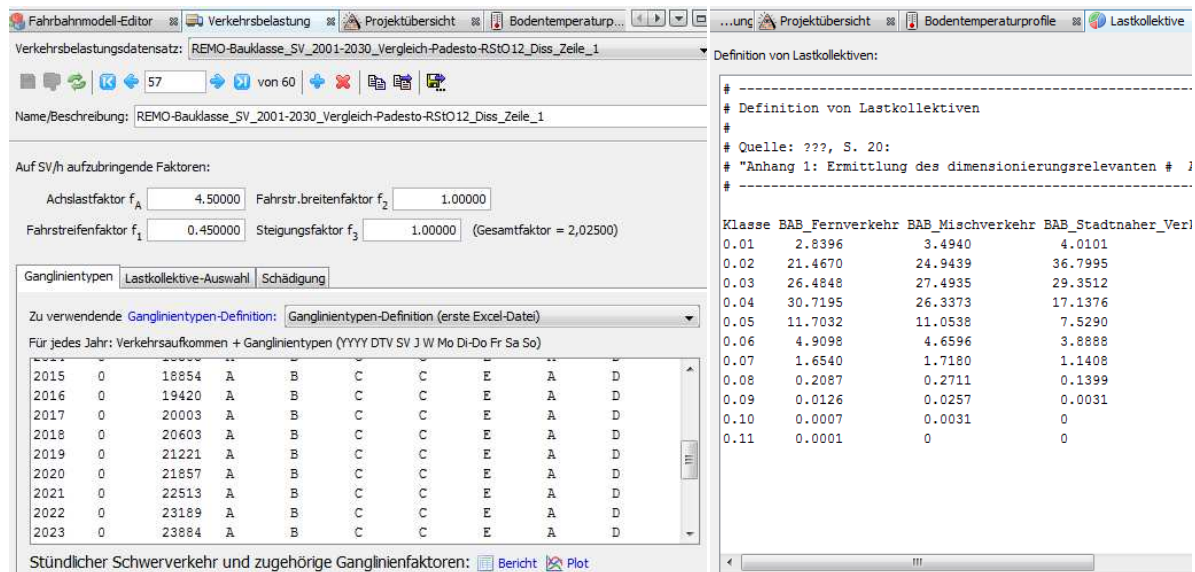


Abbildung 73. Beispiele zur Eingabe der Verkehrsbelastung über typisierte Ganglinien (links) und definierte Lastkollektive (rechts).

6.2 Entwicklung und Validierung eines Mehrschichtenprogramms

Marktübliche Computerprogramme auf Grundlage der Mehrschichtentheorie, wie beispielsweise BISAR, Bitumen Structure Analysis in Roads (De Jong et al., 1979) oder KENLAYER (Huang, 2004), unterliegen verschiedenen Restriktionen, die die Bestimmung von Beanspruchungen und deren Genauigkeit als Eingangsgröße in die rechnerische Dimensionierung einschränken.

So ist eine maximale Anzahl von 10 Schichten, wie dies etwa bei BISAR der Fall ist, unzureichend. KENLAYER lässt eine Eingabe von bis zu 19 Schichten zu, jedoch sind Einschränkungen hinsichtlich des Schichtenverbundes gegeben. Auch die Anzahl an Ausgabepunkten der Beanspruchungen im Oberbau ist begrenzt.

Das Computerprogramm LEAP, Layered Elastic Analysis Programm (Symplectic Engineering Corporation, 1996) hingegen ermöglicht die Eingabe von unbegrenzt vielen Schichten und Ausgabepunkten sowie eine Variation des Schichtenverbundes zwischen vollständigem, teilweisem oder aufgelöstem Verbund (siehe Tabelle 18).

Tabelle 18: Vergleich marktüblicher Computerprogramme auf Grundlage der Mehrschichtentheorie hinsichtlich der Anzahl an möglichen Schichten und der Berücksichtigung des Schichtenverbundes

Software	Anzahl an Schichten	Anzahl an Ausgabepunkten	mögliche Verbundfaktoren
BISAR	10	10	$0 \leq VF \leq \infty$
KENLAYER	19	25	$0; \infty$
LEAP	∞	∞	$0 \leq VF \leq \infty$

Da es sich bei den oben genannten Mehrschichtenprogrammen nicht um sogenannte „Open Source“-Produkte handelt, sind die Quelltexte dieser Programme nicht frei verfügbar. Somit ist ein Kopieren bzw. Adaptieren ausgeschlossen.

Aus diesem Grund wurde ein eigenständiges Computerprogramm entwickelt (in Abbildung 74 mit ISBS beschriftet), um eine uneingeschränkte Nutzung sowie Veränderungen auch für zukünftige Fragestellungen zu ermöglichen. Dazu wurde die Mehrschichtentheorie in Anlehnung an die Theorie von Burmister (1964) programmtechnisch umgesetzt. Die Schichtkennwerte Steifigkeit, Querdehnzahl, Dicke und Verbund zur Unterlage dienen als Eingangsgrößen.

Folgende Parameter können berücksichtigt werden:

- unbegrenzte Anzahl an Schichten,
- unbegrenzte Anzahl an Lastfällen,
- unbegrenzte Anzahl an Ausgabepunkten,
- Variation des Schichtenverbundes.

Eine Berücksichtigung von Horizontallasten ist nicht möglich.

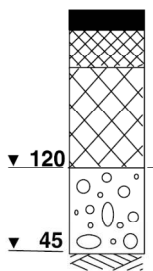
Im Rahmen von Validierungsstudien des entwickelten Mehrschichtenprogramms wurden die Computerprogramme gemäß Tabelle 18 bei identischen Eingabeparametern zur Spannungs- und Dehnungsermittlung genutzt und die Berechnungsergebnisse miteinander verglichen. Dabei wurden die Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10 in den nachfolgenden Bauweisen gemäß Tafel 1, RStO 12 berücksichtigt:

- Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht,
- Asphalttragschicht und Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Frostschutzschicht bzw. Schicht aus frostunempfindlichen Material sowie
- Asphalttragschicht und Schottertragschicht auf Frostschutzschicht.

Um eventuelle Einflüsse der Temperatur auf das Berechnungsergebnis zu detektieren, wurden die 13 Temperaturklassen gemäß RDO Asphalt 09 mit ihren definierten Temperaturgängen genutzt. Als Referenzprogramm diente BISAR.

Gemäß den RDO Asphalt 09 ist der gebundene Asphaltoberbau in Teilschichten zu unterteilen, deren Schichtdicke von einem bis sechs Zentimeter variieren darf. Das Mehrschichtenprogramm BISAR ist auf maximal zehn Teilschichten begrenzt, daher wurde für die vergleichende Betrachtung eine Unterteilung des Oberbaus für die Belastungsklasse Bk100 gem. Tabelle 19 vorgenommen.

Tabelle 19: Einteilung des Schichtenaufbaus: Bk100 in Anlehnung an Bauklasse SV, Tafel 1, Zeile 1, RStO 01

Schichtenaufbau	Schichtbezeichnung	Schichtdicke [cm]	Teilschichtdicken [cm]
	Asphaltdeckschicht	4	4
	Asphaltbinderschicht	8	4 - 4
	Asphalttragschicht	22	6 - 6 - 5 - 3 - 2
	Frostschuttschicht	41	41
	Untergrund/ Unterbau	∞	∞

Als Material-Eingangsgrößen für den gebundenen Oberbau wurden die Referenzasphalte gemäß RDO Asphalt 09 gewählt. Der frostsichere Oberbau beträgt dabei 75 cm. Abbildung 74 zeigt exemplarisch die resultierenden Dehnungsverläufe einer Achslast von 10 t in der Temperaturklasse 12,5 °C bei unterschiedlichem Verbund ($VF = 0$ und $VF = \infty$) zwischen den Asphaltsschichten, Deckschicht, Binderschicht und Tragschicht (vgl. Abschnitt 5.2). Die Unterteilung ist wie folgt getroffen:

- ① vollständiger Verbund im gebundenen Oberbau,
- ② Schichtenverbund aufgehoben zwischen Asphaltdeck- und -binderschicht,
- ③ Schichtenverbund aufgehoben zwischen Asphaltbinder- und -tragschicht und
- ④ Schichtenverbund aufgehoben zwischen allen Schichten.

Weiterhin ist der Oberbau in Abbildung 74 in 5 (P1 bis P5) Bereiche unterteilt, die den Schichtwechsel charakterisieren, um die Auswirkungen auf die Beanspruchungen aufzuzeigen. P1 ist der Unterseite der Asphaltdeckschicht, P2 der Oberseite der Asphaltbinderschicht zugeordnet. P3 und P4 bilden den Übergangsbereich zwischen Asphaltbinder- und -tragschicht. P5 entspricht der Unterseite der Asphalttragschicht, die meist dimensionsrelevant ist.

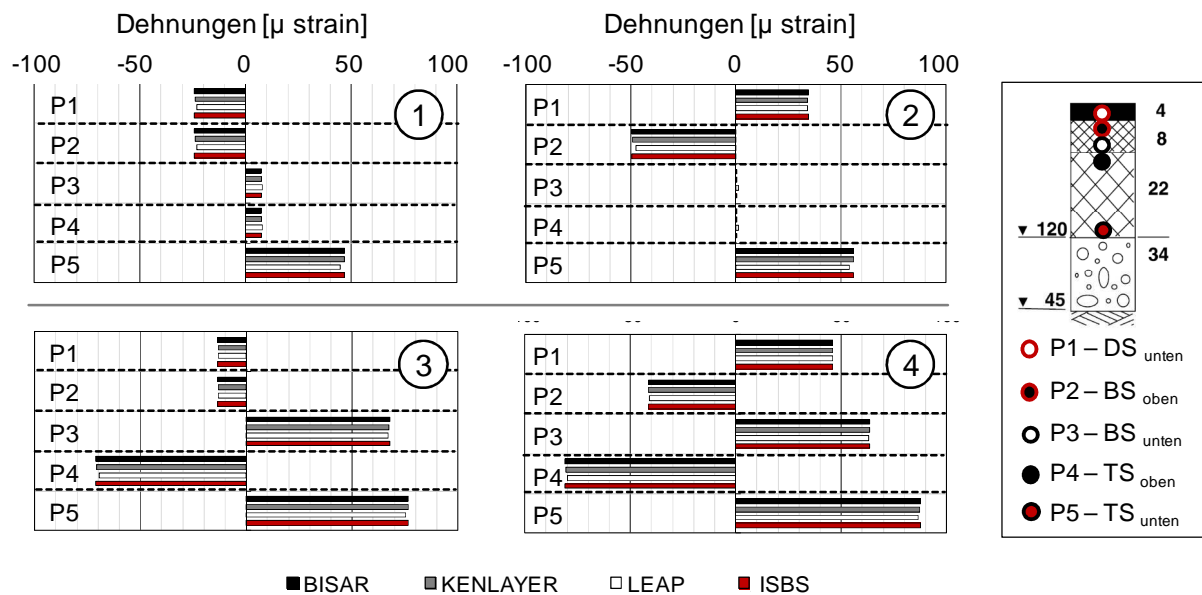


Abbildung 74. Dehnungsverläufe an den Schichtübergängen [μ strain] im gebundenen Oberbau in der Temperaturklasse 12,5 °C der Bauklasse SV, Tafel 1, Zeile 1 (RStO 01) bei unterschiedlichem Verbund zwischen den Asphaltsschichten.

Abbildung 74 kann entnommen werden, dass der qualitative Verlauf der Dehnungen in den Bereichen P1 bis P5 bei allen betrachteten Mehrschichtenprogrammen übereinstimmt, jedoch hinsichtlich der Größenordnung Unterschiede auftreten können. Auffällig erscheinen die Berechnungsergebnisse die mit Hilfe des Mehrschichtenprogrammes LEAP erzeugt wurden. Eine prozentuale Betrachtungsweise der Ergebnisse zeigt, dass KENLAYER und ISBS gegenüber BISAR nur geringfügige Abweichungen in der Temperaturklasse 12,5 °C zeigen. Tabelle 20 sind die Berechnungsergebnisse für Spannungen und Dehnungen zu entnehmen. Beträge mit einer Abweichung größer als 4% gegenüber der Referenz BISAR sind fett gedruckt.

Es zeigt sich, dass das Programm LEAP insbesondere für Variante ② (Schichtenverbund zwischen Deck- und Binderschicht aufgehoben) deutlich abweichende Ergebnisse der Beanspruchungen zwischen Asphaltbinder- und Asphalttragschicht, den Bereichen P3 und P4 (vgl. Tabelle 20) aufweist. Der für den Ermüdungsnachweis relevante Bereich P5, die Unterseite der Asphalttragschicht, ist hiervon nicht betroffen.

Tabelle 20: Prozentuale Abweichungen unterschiedlicher Mehrschichtenprogramme gegenüber der Referenz BISAR in der Temperaturklasse 12,5 °C bei unterschiedlichem Verbund in der Belastungsklasse Bk100 gemäß Tafel 1, Zeile 1, RStO 12

Sze- nario	Ort	T [°C]	KENLAYER / BISAR		LEAP / BISAR		ISBS / BISAR	
			Spannung σ_{xx} [%]	Dehnung ϵ_{xx} [%]	Spannung σ_{xx} [%]	Dehnung ϵ_{xx} [%]	Spannung σ_{xx} [%]	Dehnung ϵ_{xx} [%]
①	P1	12,5	-0,21	-0,06	-2,61	-4,93	0,00	0,02
	P2	12,5	-0,17	-0,08	-3,08	-4,93	0,02	0,02
	P3	12,5	0,26	-0,66	-11,13	5,68	0,07	-0,06
	P4	12,5	-0,10	-0,66	-4,39	5,68	0,03	-0,06
	P5	12,5	-0,01	-0,04	-4,05	-4,04	0,14	0,10
②	P1	12,5	-0,26	-0,32	-4,59	-0,99	0,00	0,00
	P2	12,5	-0,27	-0,26	-2,83	-3,69	0,00	-0,01
	P3	12,5	-0,21	-6,94	-5,32	273,79	-0,01	0,33
	P4	12,5	-0,26	-6,70	-3,48	273,58	-0,01	0,28
	P5	12,5	-0,15	-0,09	-3,75	-3,71	0,09	0,11
③	P1	12,5	-0,33	-0,37	-0,89	-1,70	0,01	-0,02
	P2	12,5	-0,34	-0,34	-1,00	-1,66	0,01	0,02
	P3	12,5	-0,34	-0,37	-1,26	-1,06	0,01	-0,02
	P4	12,5	-0,36	-0,35	-1,63	-2,02	-0,01	0,02
	P5	12,5	-0,26	-0,26	-1,80	-1,77	0,09	0,13
④	P1	12,5	-0,35	-0,35	-0,68	-0,15	0,01	0,00
	P2	12,5	-0,33	-0,34	-1,01	-1,25	0,01	0,01
	P3	12,5	-0,34	-0,31	-0,95	-0,70	0,01	0,01
	P4	12,5	-0,34	-0,37	-1,32	-1,67	0,02	0,00
	P5	12,5	-0,22	-0,23	-1,39	-1,39	0,13	0,14

Auch in den anderen Temperaturklassen der Belastungsklasse Bk100 sind erhöhte Abweichungen in den Bereichen P3 und P4 bei Betrachtung von Szenario ②, Schichtenverbund aufgehoben zwischen Asphaltdeck- und –binderschicht, feststellbar. Wie Tabelle 20 zu entnehmen ist, sind insbesondere die Dehnungen ϵ_{xx} betroffen. Eine Temperaturabhängigkeit ist nicht erkennbar (vgl. Anhang Tabelle 36 und Tabelle 37).

Auf Grundlage der Validierungsstudie ist die Gleichwertigkeit des am ISBS entwickelten Mehrschichtenprogramms gegenüber dem Programm BISAR gegeben. Es sind keine bzw. nur geringfügige Abweichungen auf die theoretische Lebensdauer im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung zu erwarten.

6.3 Auswirkungen mechanogener und kryogener Zugspannungen auf den Nachweis „Top-Down-Cracking“

Im nachfolgenden Abschnitt wird geprüft, welchen Einfluss mechanogene und kryogene Zugspannungen bezüglich des Ermüdungskriteriums „Top-Down-Cracking“ aufweisen. Als Berechnungsbeispiel dient die Stadt Innsbruck, da diese aufgrund durchgeführter Häufigkeitsverteilungen der Lufttemperatur, für einen Zeitraum von 30 Jahren, die geringsten Temperaturen aufwies. Dabei resultieren tiefe Temperaturen zum Einen in erhöhten E-Moduln der gebundenen Asphaltschichten und beeinflussen so direkt die Größe der mechanogenen Biegezugspannungen an der Oberseite der Asphaltbefestigung. Zum Anderen entstehen bei tiefen Temperaturen vermehrt kryogene Zugspannungen.

6.3.1 Ermittlung mechanogener Biegezugspannungen am Beispiel Innsbruck

In Abschnitt 2.2.3.2 wurde nachgewiesen, dass die Größe der mittels Mehrschichtentheorie berechneten Biegezugspannungen an der Oberfläche der Asphaltbefestigung denen der Finiten Elemente Methode entsprechen. Auf den von Arand und Lorenzl (1995) eingeführten Korrekturfaktor von 3,9 wird aus diesem Grund im Rahmen dieser Arbeit nicht zurückgegriffen.

Desweiteren konnte gezeigt werden, dass sich mit abnehmendem E-Modul des Untergrundes die maximalen Biegezugspannungen an der Oberfläche der Asphaltbefestigung in einem Bereich jenseits von 40 bis 120 cm (Arand und Lorenzl, 1996) entlang der Lasteinleitung einstellen.

Bei Wahl des Untergrundmoduls gemäß deutschem Regelwerk (FGSV, 2009a) von 45 MPa zeigt Abbildung 75 am Beispiel Innsbruck (Klimaszenario A1B; gem. Tafel 1, Zeile 2.3 RStO 12; Bk100) die resultierenden stündlichen mechanogenen Spannungen bei variierendem Abstand entlang der Lasteinleitung im Jahresverlauf des Jahres 2009. Analog zu den Erkenntnissen aus Abbildung 13, zeigt sich eine relative Zunahme der Spannungsamplitude (-beträge) bei fortschreitender Entfernung zur Lasteinleitung. Auffällig ist, dass das Rauschen (Min-Max-Wechsel) der Spannungen mit zunehmender Entfernung zur Lasteinleitung von rot (0,8 m) zu olivgrün (2,0 m) abnimmt.

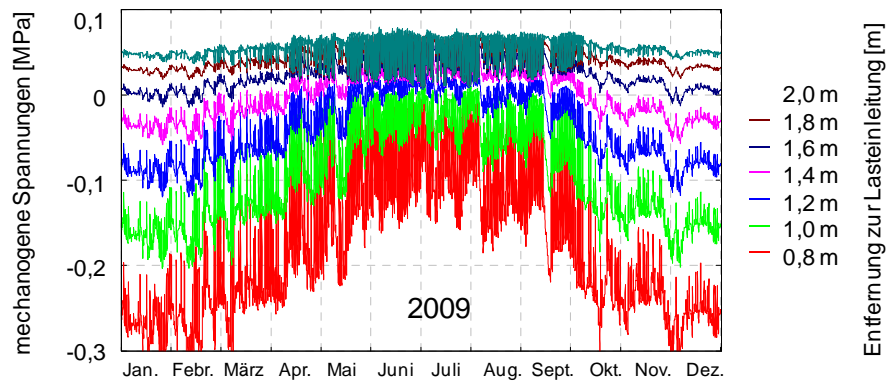


Abbildung 75. Jahresverlauf der resultierenden stündlichen mechanogenen Spannungen an der Oberseite der Asphaltdeckschicht infolge einer 10 t Radlast bei variierendem Abstand zur Lasteinleitung (von 0,8 m bis 2,0 m) am Beispiel Innsbruck (Klimaszenario A1B) für die Bauweise Tafel 1, Zeile 2.3 RStO 12; Bk100.

Die Mehrschichtentheorie berücksichtigt ausschließlich linear-elastisches Materialverhalten. Für die Spannungsanalysen sollten ausschließlich jene mechanogenen Zugspannungen berücksichtigt werden, die bei einer Oberflächentemperatur von $\leq 7,5^{\circ}\text{C}$ entstehen (vgl. Abbildung 76). Bei diesen Temperaturen kann annähernd linear-elastisches Materialverhalten angenommen werden. Aus Abbildung 76 geht hervor, dass mechanogene Zugspannungen, am Beispiel des Jahres 2009, von Januar bis Mai und von August bis Dezember für die Berechnung des Ermüdungskriteriums „Top-Down-Cracking“ berücksichtigt werden müssen.

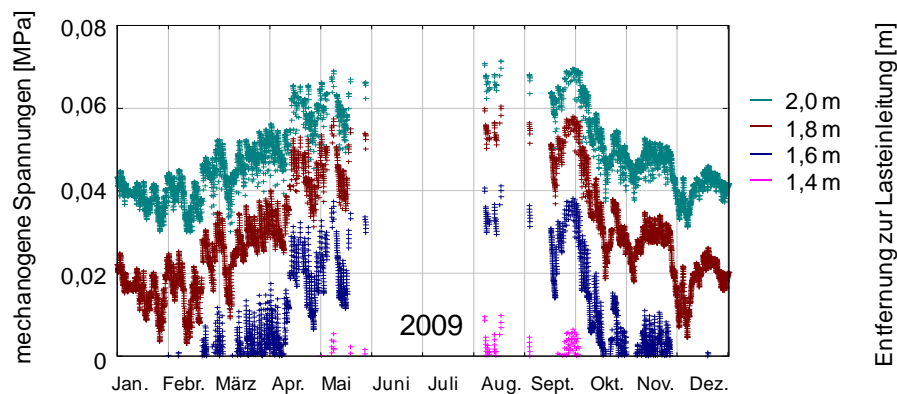


Abbildung 76. Jahresverlauf der resultierenden stündlichen mechanogenen Spannungen an der Oberseite der Asphaltdeckschicht infolge einer 10 t Radlast bei variierendem Abstand zur Lasteinleitung (von 1,4 m bis 2,0 m) am Beispiel Innsbruck (Klimaszenario A1B) für die Bauweise Tafel 1, Zeile 2.3 RstO 12; Bk100 bei Berücksichtigung von Straßenoberflächentemperaturen $\leq 7,5^{\circ}\text{C}$.

6.3.2 Ermittlung kryogener Biegezugspannungen am Beispiel Innsbruck

Unter Zuhilfenahme des Maxwell-Modells werden nachfolgend ausschließlich kryogene Zugspannungen an der Oberseite der Asphaltdeckschicht dargestellt (vgl. Abschnitt 2.2.3.1). Basierend auf den stündlichen Temperaturganglinien an der Straßenoberfläche und den daraus abgeleiteten stündlichen Temperaturänderungen, ist eine Berechnung der kryogenen Zugspannungen möglich.

In Abbildung 77 sind die resultierenden Ganglinien der kryogenen Zugspannungen für die IPCC Klimaszenarien A1B, A2 und B1 für einen Zeitraum von 30 Jahren am Beispiel von Innsbruck dargestellt, wobei der Winter 2009/2010, von November 2009 bis einschließlich März 2010, in der Abbildung rechts, vergrößert wiedergegeben ist.

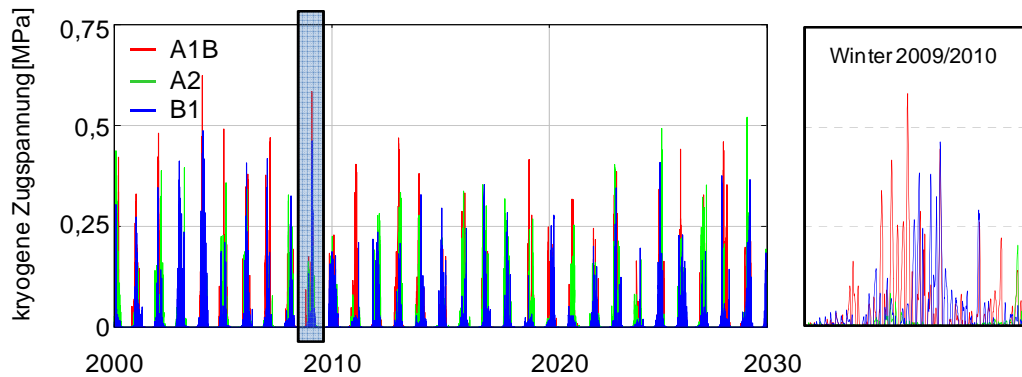


Abbildung 77. Zeitlicher Verlauf der kryogenen Zugspannungen an der Oberfläche der Asphaltdeckschicht bei Berücksichtigung der IPCC Klimaszenarien A1B, A2 und B1 für einen Zeitraum von 30 Jahren am Beispiel Innsbruck.

6.3.3 Überlagerung von mechanogenen und kryogenen Spannungen

Durch Superposition können aus mechanogenen und kryogenen Zugspannungen gemäß Gleichung 3 die resultierenden Spannungen σ_z als Eingangsgröße in das Ermüdungsgesetz von Kenis (Gleichung 5) gebildet werden. Um die Auswirkungen dieser beiden Spannungen auf die Gesamtschädigung zu untersuchen, werden am Beispiel Innsbruck die Schädigungsanteile für mechanogene Zugspannungen σ_{mech} und kryogene Zugspannungen σ_{kry} einzeln berechnet (vgl. Abbildung 78) und zwar in einer seitlichen Distanz von 2,0 m zur Lasteinleitung. Dies geschieht unter Verwendung des IPCC Klimaszenarios A1B und der Belastungsklasse Bk100 in der Bauweise Tafel 1, Zeile 2.3, „Asphalttragschicht und Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Frostschutzschicht“.

In Abbildung 66 ist deutlich zu erkennen, dass sich Schädigungsanteile (Gleichung 1) resultierend aus kryogenen Zugspannungen σ_{kry} nur in der kalten Jahreszeit (Januar bis Anfang März und von Oktober bis Dezember) ausbilden, Schädigungsanteile aus mechanogenen Zugspannungen σ_{mech} nur bei Straßenoberflächentemperaturen $\leq 7,5^\circ\text{C}$.

Schädigungsanteile, resultierend aus den kryogenen Zugspannungen weisen höhere Beträge der Schädigung auf gegenüber jenen der mechanogenen Zugspannungen.

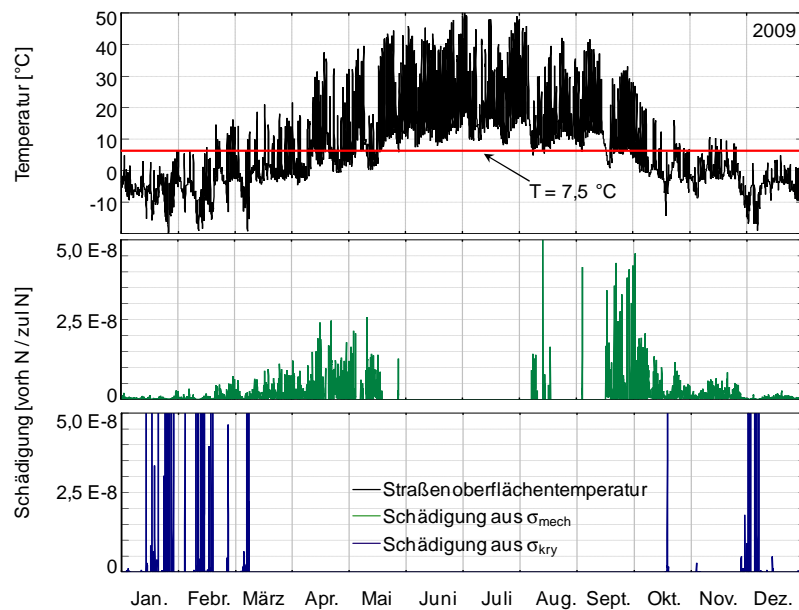


Abbildung 78. Schädigungsanteile aus mechanogenen σ_{mech} und kryogenen σ_{kry} Zugspannungen am Beispiel Innsbruck 2009.

Um die Auswirkungen der mechanogenen Zugspannungen auf die Miner-Summe beim Ermüdungsnachweis „Top-Down-Cracking“ bewerten zu können, werden in Abbildung 79 drei unterschiedliche Schädungsverläufe, und zwar resultierend aus:

- mechanogenen Zugspannungen ($\sigma_{\text{mech}} = \sigma_z$),
- kryogenen Zugspannungen ($\sigma_{\text{kry}} = \sigma_z$)
- und deren Überlagerung ($\sigma_{\text{mech}} + \sigma_{\text{kry}} = \sigma_z$),

für einen Zeitraum von 30 Jahren dargestellt. Der resultierende Schädungsverlauf der mechanogenen Zugspannungen σ_{mech} ist zusätzlich in Abbildung 79 vergrößert dargestellt.

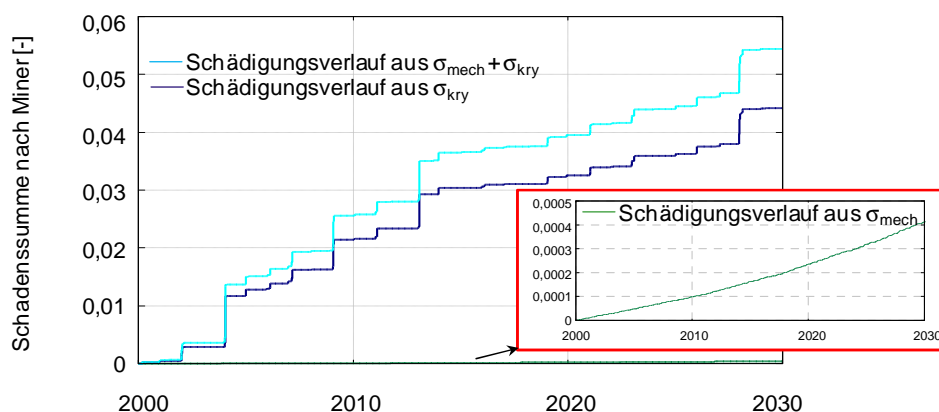


Abbildung 79. Schädungsverläufe resultierend aus mechanogenen σ_{mech} und kryogenen σ_{kry} Zugspannungen sowie deren Überlagerung ($\sigma_{\text{mech}} + \sigma_{\text{kry}}$) am Beispiel Innsbruck für das Klimaszenario A1B.

In nachfolgender Tabelle 21 sind die resultierenden Schädigungssummen nach Miner Σ_{Miner} der Asphaltdeckschicht für einen Zeitraum von 30 Jahren für die IPCC Klimaszenarien A1B, A2 und B1 2,0 m entlang der Lasteinleitung wiedergegeben.

Tabelle 21: Schädigungssummen nach Miner der Asphaltdeckschicht für die Belastungsklasse Bk100 unter Berücksichtigung der Klimaszenarien A1B, A2 und B1 (IPCC, 2008) 2,0 m entlang der Lasteinleitung; Bauweise „Asphalttragschicht und Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Frostschutzschicht“ gemäß RStO 12

	A1B			A2			B1		
	$\sigma_{\text{mech}} + \sigma_{\text{kry}}$	σ_{kry}	σ_{mech}	$\sigma_{\text{mech}} + \sigma_{\text{kry}}$	σ_{kry}	σ_{mech}	$\sigma_{\text{mech}} + \sigma_{\text{kry}}$	σ_{kry}	σ_{mech}
Σ_{Miner}	5,44 E-2	4,42 E-2	4,13 E-4	3,13 E-2	2,51 E-2	4,07 E-4	1,79 E-2	1,35 E-2	4,12 E-4

Beim Ermüdungsnachweis „Top-Down-Cracking“ weisen die resultierenden Schädigungssummen Σ_{Miner} bei Überlagerung der mechanogenen und kryogenen Zugspannungen $\sigma_{\text{mech}} + \sigma_{\text{kry}}$ als Eingangsgröße in das Ermüdungsgesetz Werte von 0,0544 für das Klimaszenario A1B bis 0,0179 für das Klimaszenario B1 auf. Die Schädigungssummen bei alleiniger Berücksichtigung der kryogenen Zugspannungen σ_{kry} ergeben Werte von 0,0442 bis 0,0135, die der mechanogenen Zugspannungen σ_{mech} Werte von 0,000413 bis 0,000407.

75,39 % für das Klimaszenario B1 bis 81,16 % für das Klimaszenario A1B der Gesamtschädigung aus $\sigma_{\text{mech}} + \sigma_{\text{kry}}$ resultieren aus den Schädigungsanteilen der kryogenen Zugspannungen σ_{kry} . Die mechanogenen Zugspannungen σ_{mech} an der Oberseite der Asphaltsschichten tragen nur geringfügig zur Gesamtschädigung bei und sind somit von untergeordneter Bedeutung im Vergleich zu den kryogenen Zugspannungen.

6.4 Dimensionierungsberechnungen

6.4.1 Eingangsgröße Verkehr

Die für die Bestimmung der Belastungsklassen nach RStO 12 angesetzten Eingangsgrößen sowie gewählte Achslastkollektive zur Berücksichtigung der Achslastverteilung sind in Tabelle 22 zusammengestellt.

Tabelle 22: Eingangsgrößen für die Bestimmung der Belastungsklassen nach RStO 12

	Bk100	Bk32	Bk10
DTV [Kfz/24h]	65.541	18.201	14.065
SV-Anteil [%]	19,1	19,2	11,4
Fahrstreifenfaktor f_1 [-]	0,45	0,45	0,50
Fahrstreifenbreitenfaktor f_2 [-]	1,0	1,0	1,1
Steigungsfaktor f_3 [-]	1,0	1,0	1,0
Mittlere jährliche Zunahme des Schwerverkehrs p [-]	0,03	0,02	0,01
Achszahlfaktor f_A [-]	4,5	4,0	3,3
Nutzungszeitraum N [a]	30	30	30
Lastkollektivquotient q_{Bm} [-]	0,33	0,25	0,23
Nutzungszeitraum N [Jahre] von 2000 bis 2030	30	30	30
Dimensionierungsrelevante Beanspruchung B [-]	144,6 Mio	23,3 Mio	8,5 Mio
Achslastkollektiv (vgl. Tabelle 7)	BAB Fernverkehr	BAB Mischverkehr	BAB Stadtnaher Verkehr
Temperatur	Berechnet aus REMO-Daten		
Sicherheitsbeiwert F	Entsprechend Bauweise gemäß RDO Asphalt 09		

Die in Tabelle 23 aufgeführten typisierten Ganglinien basieren auf einer Auswertung der Tabellen

- Verteilung der Tagesganglinientypen nach Straßenklasse, Wochentag und Fahrtrichtung,
- Verteilung der Wochenganglinientypen nach Straßenklasse und Fahrtrichtung,
- Verteilung der Jahresganglinientypen nach Straßenklasse,

aus dem Bericht „Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen“ (2009) der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt).

Tabelle 23: Zuordnung von Belastungsklasse und Verkehrsganglinien

Belastungsklasse	JG	WG	Tagesganglinien				
			Mo	Di-Do	Fr	Sa	So
Bk100	A	B	C	C	E	A	D
Bk32	A	B	E	E	E	D	D
Bk10	A	B	E	E	E	D	D

6.4.2 Eingangsgröße Temperatur

Als Eingangsgröße in die rechnerische Dimensionierung dienen Daten des Regionalen Klimamodells REMO aus dem Berechnungslauf im Auftrag des Bundes Umwelt Amtes (REMO-UBA), für die in Abschnitt 4.1.2 beschriebenen Klimaszenarien A1B, A2 und B1. Die Daten können gebührenfrei beim Deutschen Klimarechenzentrum abgerufen werden. Nachfolgende Parameter sind für die in Abbildung 80 dargestellten Städte aufbereitet und in der Berechnung des Temperaturgangs auf stündlicher Basis berücksichtigt:

- Globalstrahlung,
- Lufttemperatur,
- Windgeschwindigkeit,
- Luftdruck und
- spezifische Luftfeuchtigkeit.

Auswahlkriterium der nachfolgenden Städte ist, dass sich mindestens 4 Städte einer Temperaturzone gemäß RDO Asphalt 09 für Deutschland zuordnen lassen. Für Österreich hat u. a. Wistuba (2002) eine Einteilung in 2 Temperaturzonen, I & II getroffen. Eine schematische Abbildung der Temperaturzonenkarte erfolgt in Abbildung 80 (rechts).

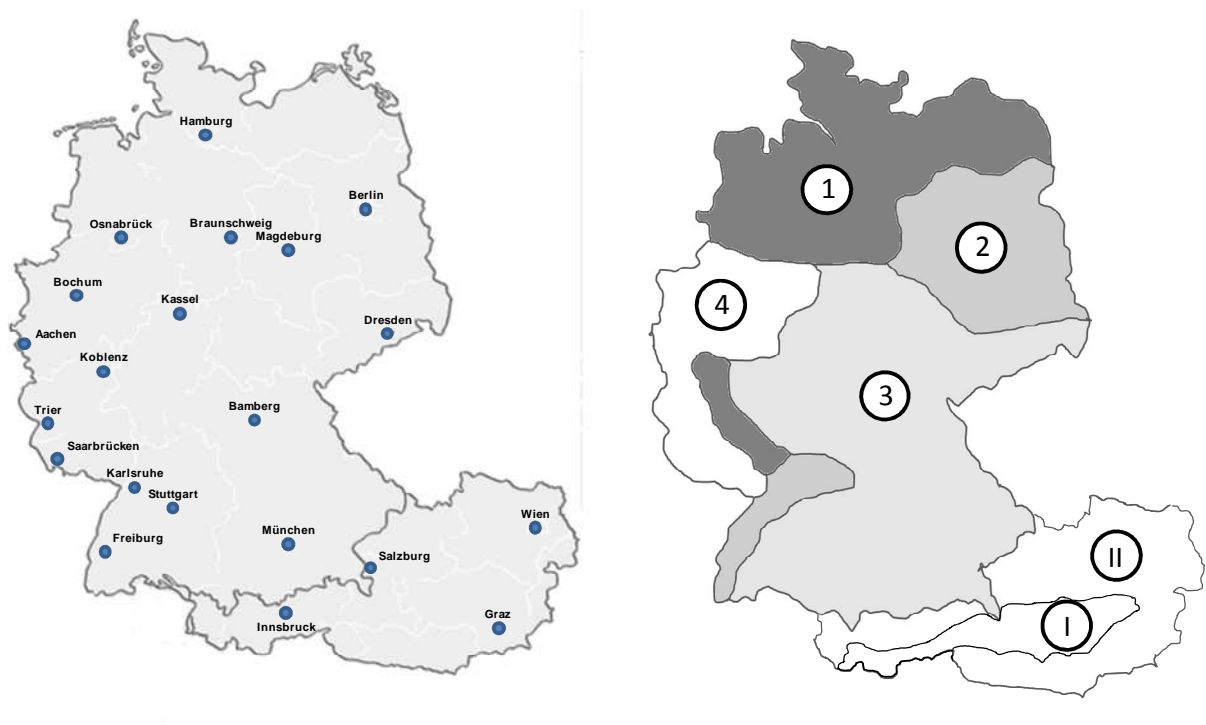


Abbildung 80. Für die Dimensionierungsberechnungen ausgewählte Städte (links) und schematische Temperaturzonenkarte (Zone 1 bis 4) gemäß RDO Asphalt 09 und österreichische Temperaturzoneneinteilung (rechts).

Die Daten des REMO-Kataloges sind mit der Software „Climate Data Operators“ CDO (Schulzweida et al., 2009) aufzubereiten, um sie für das im Abschnitt 4.3.4 beschriebene explizite Differenzenverfahren aufzubereiten. Dieser Schritt ist notwendig, da für jedes Klimaszenario, wie Beispielsweise Szenario A1B, alle mittels Klimamodell berechneten Daten für Deutschland, Österreich und die Schweiz je Klimaparameter für einen gewählten Zeitraum

zur Verfügung gestellt werden. Für den in dieser Arbeit berücksichtigten Zeitraum von 30 Jahren (2001 bis 2030) entspricht dies je Klimaparameter einem Datenvolumen von 18,3 GB in binärem Datenformat, das darauffolgend mittels der Software CDO in ein ASCII Format zur Weiterverarbeitung je gewählter REMO-Box überführt wird.

Tabelle 24 legt die Städte mit den für die Berechnung genutzten 10·10 km REMO-Boxen sowie deren geographische Koordinaten zugrunde.

Tabelle 24: Für die Dimensionierungsberechnungen ausgewählte Städte mit korrespondierender Temperaturzone gemäß RDO Asphalt 09, geographische Koordinaten und korrespondierende REMO-Box

Temperaturzone gemäß RDO Asphalt 09	Ort	Lat	Lon	REMO-Box x	REMO-Box y
Temperaturzone 1	Hamburg	10,045512	53,621838	52	93
	Braunschweig	10,530281	52,294202	54	77
	Koblenz	7,581539	50,356414	31	58
	Osnabrück	8,043652	52,276561	37	79
Temperaturzone 2	Berlin	13,415451	52,514549	74	78
	Magdeburg	11,627541	52,127165	62	75
	Freiburg	7,828331	48,006463	29	31
	Karlsruhe	8,389721	49,012429	35	42
Temperaturzone 3	Dresden	13,052186	51,052186	76	62
	München	11,569176	48,141349	57	30
	Bamberg	10,910740	49,903923	54	50
	Kassel	9,478741	51,311730	46	67
	Stuttgart	9,174843	48,779270	40	39
Temperaturzone 4	Aachen	6,082191	50,777721	21	64
	Bochum	7,221737	51,482880	30	71
	Saarbrücken	6,986561	49,243604	25	46
	Trier	6,633654	49,754876	23	52
Österreich	Wien	16,371574	48,204083	94	28
	Salzburg	13,050327	47,812232	68	25
	Graz	15,439167	47,066614	86	16
	Innsbruck	11,412621	47,272241	55	20

6.4.3 Eingangsgrößen, Schichtaufbau und Materialkennwerte

Für die Berechnungen werden jeweils standardisierte Oberbauten gemäß RStO 12 in den Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10 bei Variation der Bauweise gewählt. Dabei wird die Asphaltdecke in eine 4 cm dicke Asphaltdeckschicht und in eine 8 cm dicke Asphaltbinderschicht, in Anlehnung an die RStO 01, unterteilt (Abbildung 81). Die Dicke des frostsicheren Oberbaus beträgt konstant 75 cm.

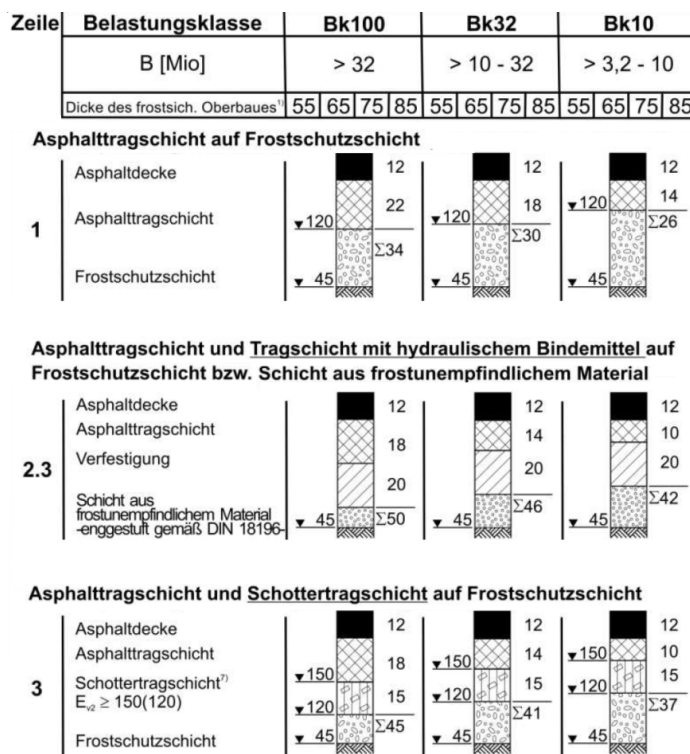


Abbildung 81. Für die Demonstrationsbeispiele gewählte Aufbauten gemäß RStO 12 für die Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10.

(a) Schichtmoduln des Untergrundes und der Schichten ohne Bindemittel

In Tabelle 25 sind für die Demonstrationsbeispiele die Schichtmoduln der Tragschichten ohne Bindemittel und die Schichtmoduln der Tragschichten mit hydraulischem Bindemittel in Abhängigkeit zur Belastungsklasse für 3 gewählte Bauweisen gemäß RStO dargestellt. Für alle Tragschichten ohne Bindemittel wird gemäß RDO Asphalt 09 die Querdehnzahl $\mu = 0,5$ und für hydraulisch gebundene Tragschichten die Querdehnzahl $\mu = 0,25$ angenommen.

Tabelle 25: Schichtmodul E und Dicken der hydraulisch gebundenen Tragschicht und der Tragschichten ohne Bindemittel für 3 Bauweisen und 3 Belastungsklassen gemäß RStO 12

Bauweise	Schicht	Bk100		Bk32		Bk10	
		Dicke [cm]	E [MPa]	Dicke [cm]	E [MPa]	Dicke [cm]	E [MPa]
Tafel 1, Zeile 1	FSS ^{*)}	41	138	45	132	49	128
Tafel 1, Zeile 2.3	HGT ^{**)}	20	2000	20	2000	20	2000
	FSS	25	184	29	175	33	158
Tafel 1, Zeile 3	STS ^{***)}	15	224	15	230	15	231
	FSS	30	170	34	154	38	144

^{*)} Frostschutzschicht

^{**)} Hydraulisch gebundene Tragschicht

^{***)} Schottertragschicht

(b) Kennwerte für die Asphaltschichten

Steifigkeit

Die in den Berechnungen berücksichtigten Asphalte für Asphaltdeck-, -binder- und -tragschicht entsprechen den Kalibrierasphalten gemäß RDO Asphalt 09. Der Temperatur-Steifigkeitsverlauf dieser Asphalte wird in Anlehnung an die AL Sp-Asphalt 09 mittels einer Sigmoidfunktion abgebildet. Abbildung 82 zeigt den Verlauf der Steifigkeiten der Kalibrierasphalte in Abhängigkeit von der Temperatur.

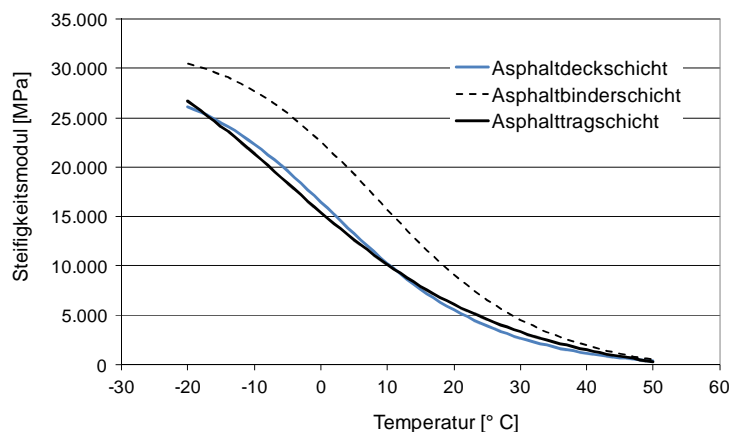


Abbildung 82. Steifigkeitsmodulverläufe der Kalibrierasphalte gemäß RDO Asphalt 09 in Abhängigkeit von der Temperatur.

In Tabelle 26 sind die Regressionsparameter der jeweils ermittelten Masterfunktion wiedergegeben.

Tabelle 26: Regressionsparameter der Masterfunktion für die Kalibrierasphalte gemäß RDO Asphalt 09

$ E = y_0 + \frac{w}{1 + e^{-\left(\frac{x-x_0}{z}\right)}}$	Deckschicht	Binderschicht	Tragschicht
w [MPa]	29.593	33.339	37.138
z [-]	3,87	3,65	5,40
x_0 [Hz]	7,40	5,28	9,29
y_0 [MPa]	-561	-1.079	-1.885

Kälteverhalten

Die kryogenen Spannungsverläufe der Kalibrierasphalte sind in den RDO Asphalt 09 nicht dokumentiert. Die in Tabelle 27 aufgeführten Einzelwerte der Spannungsverläufe für die Asphaltdeck- und -tragschicht basieren auf den Kenngrößen der Materialdatenbank der Dimensionierungs-Software Pavement Design Tool (Kiehne, 2004). Zur Bruchtemperatur T_{Br} und Bruchspannung σ_{Br} liegen keine Informationen vor.

Tabelle 27: Kryogene Spannungen im Abkühlversuch (10 K/h) der Kalibrierasphalte gemäß RDO Asphalt 09 (PaDesTo 2008)

Temperatur [°C]	-20	-15	-10	-5	0	5	10	20
σ_{kry} Asphaltdeckschicht [MPa]	2,4	1,5	0,8	0,35	0,1	0	0	0
σ_{kry} Asphalttragschicht [MPa]	2,8	2,2	1,43	0,84	0,4	0,13	0,03	0

In Abbildung 83 sind die kryogenen Spannungsverläufe σ_{kry} für Asphaltdeck- und -tragschicht der RDO Kalibrierasphalte sowie die mittels Maxwell-Modell (vgl. Abschnitt 2.2.3.1) angenäherten Spannungsverläufe graphisch dargestellt.

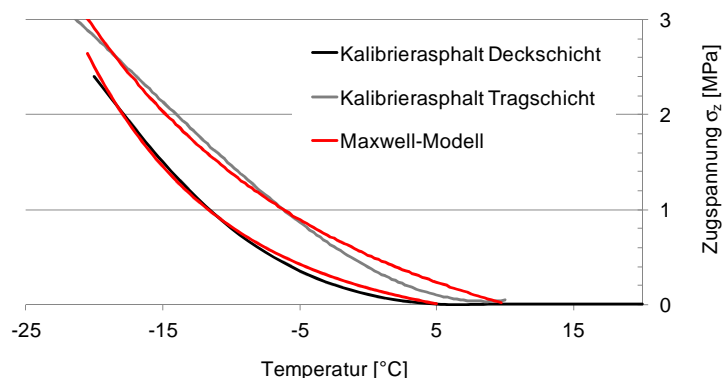


Abbildung 83. Kryogene Spannungsverläufe für Asphaltdeck- und -tragschicht der RDO Kalibrierasphalte bei einer Abkühlrate von 10 K/h sowie mittels Maxwell-Modell angenäherte Spannungsverläufe (nach Kiehne, 2004).

Tabelle 28 gibt die in den Demonstrationsbeispielen genutzten Parameter a und b mittels Maxwell-Modell sowie die Summe der Fehlerquadrate für Asphaltdeck- und -tragschicht der Kalibrierasphalte gemäß RDO Asphalt 09 wieder.

Tabelle 28: Parameter a und b sowie Summe der Fehlerquadrate für die in Abbildung 83 dargestellten kryogenen Spannungsverläufe des Maxwell-Modells für Asphaltdeck- und -tragschicht der Kalibrierasphalte gemäß RDO Asphalt 09 bei einer Abkühlrate von 10 K/h

Asphalt	Parameter a	Parameter b	Summe der Fehlerquadrate
Asphaltdeckschicht	5,46	-1,95	0,17
Asphalttragschicht	3,53	-1,15	1,17

Für alle Asphaltschichten wird gemäß RDO Asphalt 09 die temperaturunabhängige Querdehnzahl $\mu = 0,35$ berücksichtigt.

6.5 Berechnungsergebnisse „Bottom-Up-Cracking“

6.5.1 Berechnungsergebnisse unter Verwendung charakteristischer Temperaturganglinien

Die Ergebnisse der Dimensionierungsrechnungen unter Verwendung des Vorgehens gemäß RDO Asphalt 09 zeigt Tabelle 29. Hier dienen 13 Temperaturklassen mit ihren charakteristischen Temperaturverläufen und ein definiertes Lastkollektiv, bestehend aus maximal 11 Lastklassen, als Eingangsgröße. Die Berechnungsergebnisse wurden mittels der Software PaDesTo (Pavement Design Tool; Kiehne, 2004) ermittelt.

Tabelle 29: Schädigungssummen nach Miner der Asphalttragschicht für die Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10 gemäß RStO 12, unter Berücksichtigung der in den RDO Asphalt 09 definierten Temperaturzonenkarte bei Vernachlässigung kryogener Spannungen

Bauweise / Temperaturzone	Bk100	Bk32	Bk10
„Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht“			
Zone 1	1,23	0,73	0,65
Zone 2	1,14	0,67	0,58
Zone 3	0,98	0,58	0,50
Zone 4	1,05	0,62	0,54
„Asphalttragschicht und Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Frostschutzschicht“			
Zone 1	0,52	0,28	0,21
Zone 2	0,51	0,27	0,20
Zone 3	0,44	0,24	0,18
Zone 4	0,46	0,25	0,18
„Asphalttragschicht und Schottertragschicht auf Frostschutzschicht“			
Zone 1	1,02	0,65	0,63
Zone 2	0,94	0,59	0,57
Zone 3	0,80	0,50	0,48
Zone 4	0,86	0,54	0,52

6.5.2 Berechnungsergebnisse unter Verwendung stündlicher Temperaturganglinien

Die Ergebnisse der linear-elastischen Berechnungen an der Unterseite der Asphalttragschicht basieren auf stündlichen Temperaturganglinien und den durch den Verkehr hervorgerufenen, zeitlich korrespondierenden Beanspruchungszuständen. Exemplarisch sind in Abbildung 84 die resultierenden Ganglinien der Biegezugdehnung an der Unterseite der Asphalttragschicht für die in der Berechnung genutzten IPCC Klimaszenarien A1B, A2 und B1 für einen Zeitraum von einem Monat, bezogen auf die Lastklasse 10, gemäß RDO Asphalt 09 dargestellt.

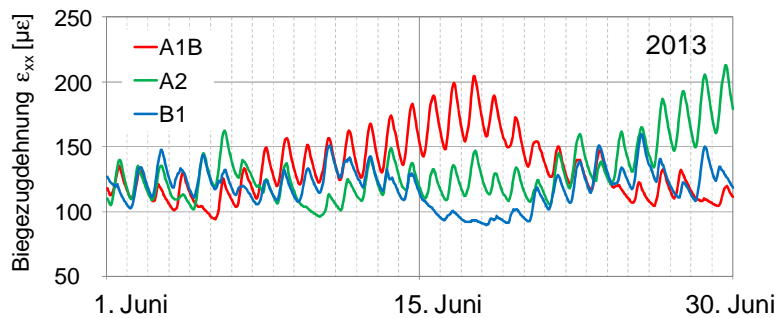


Abbildung 84. Zeitlicher Verlauf der resultierenden Biegezugdehnung an der Unterseite der Asphalttragschicht, bezogen auf die Lastklasse 10, bei Berücksichtigung der IPCC Klimaszenarien A1B, A2 und B1 für den Zeitraum von einem Monat (Juni 2013).

Abbildung 85 zeigt die resultierenden Schädigungssummen nach Miner für die drei betrachteten Klimaszenarien am Beispiel des standardisierten Oberbaus nach RStO 12 (Tafel 1, Zeile 1), bezogen auf ausgewählte Städte der Temperaturzone 1 bis 4 gemäß RDO Asphalt 09 und für Österreich (Abschnitt 6.4.2). Auf der Ordinate ist jeweils die Summe nach Miner (Gleichung 2), bezogen auf einen Bemessungszeitraum von 30 Jahren, aufgetragen.

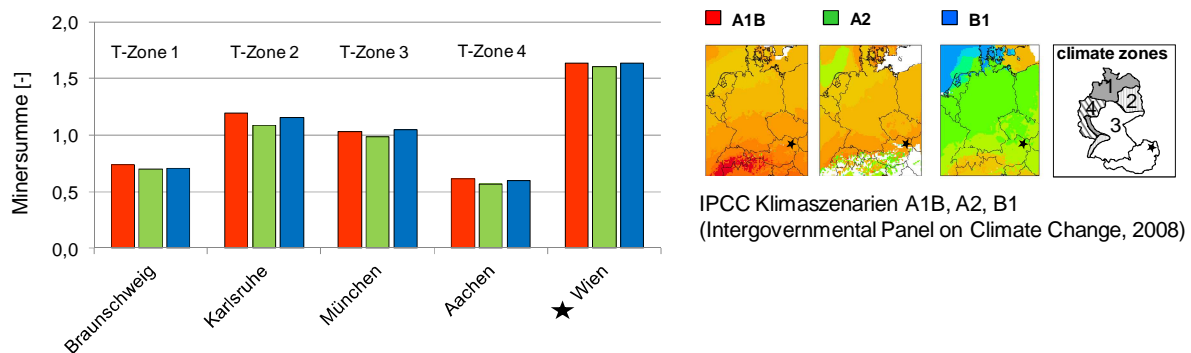


Abbildung 85. Miner-Summen für den Ermüdungsnachweis „Bottom-Up-Cracking“ ausgewählter Städte für die IPCC Klimaszenarien A1B, A2 und B1.

Am Beispiel der Stadt Braunschweig werden in Abbildung 86 die oben angeführten Miner-Summen für die drei Klimaszenarien näher betrachtet. Hierfür wurde der Schädigungsverlauf über die Zeit graphisch dargestellt.

Es ergeben sich unterschiedliche Verläufe der Schädigungssummen. So kommt es beispielsweise im Juni 2006 zu einem erhöhten Anstieg im Klimaszenario B1 (blau) gegenüber den Szenarien A1B und A2. Ähnliches ist im Juli 2025 für das Szenario A2 (grün) festzustellen (vgl. Hervorhebungen in Abbildung 86). Diese Unterschiede sind ausschließlich mit vergleichsweise hohen Biegezugdehnungen an der Unterseite der Asphalttragschicht zu erklären (vgl. Gleichung 72), die auf erhöhte Temperaturen zurückzuführen sind.

Die Betrachtung der Straßenoberflächentemperaturen zu diesen Zeitabschnitten (Juni 2006 und Juli 2025) über eine Wahrscheinlichkeitsdichte-Funktion zeigt Abbildung 86 (hier als Dichte-Funktion gekennzeichnet). Die Erwartungswerte der betrachteten Klimaszenarien, die jeweils der maximalen Amplitude der Normalverteilung entsprechen, weist für das Klimasze-

nario B1 eine Abweichung von ca. 8 °C gegenüber den übrigen Klimaszenarien auf. Daher sind die Schädigungsverläufe und die korrespondierenden Miner-Summen erklärbar.

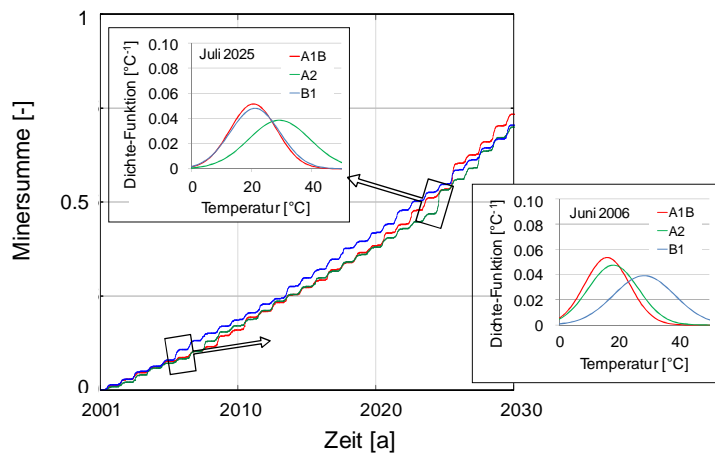


Abbildung 86. Schädigungsverlauf für die Klimaszenarien A1B, A2 und B1 am Beispiel von Braunschweig für einen Oberbau der Belastungsklasse Bk100 Tafel 1, Zeile 1 (RStO 12).

In Tabelle 30 erfolgt die Wiedergabe der Ergebnisse der Miner-Summen für die Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10 der Bauweise „Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht“ gemäß RStO 12 unter Berücksichtigung der Klimaszenarien A1B, A2 und B1.

Tabelle 30: Schädigungssummen nach Miner der Asphalttragschicht für die Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10 der Bauweise „Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht“ gemäß RStO 12 unter Berücksichtigung der Klimaszenarien A1B, A2 und B1 (IPCC, 2008)

Ort	Bk100			Bk32			Bk10		
	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1
Hamburg	0,605	0,572	0,594	0,327	0,309	0,323	0,242	0,229	0,242
Braunschweig	0,734	0,700	0,705	0,399	0,380	0,386	0,297	0,284	0,290
Koblenz	0,849	0,777	0,752	0,463	0,422	0,411	0,345	0,315	0,308
Osnabrück	0,595	0,567	0,584	0,321	0,306	0,318	0,238	0,227	0,238
Berlin	0,947	0,877	0,890	0,518	0,481	0,491	0,387	0,361	0,371
Magdeburg	0,880	0,822	0,840	0,479	0,448	0,461	0,357	0,335	0,347
Freiburg	1,020	0,925	0,990	0,563	0,511	0,554	0,426	0,386	0,425
Karlsruhe	1,192	1,085	1,152	0,656	0,596	0,641	0,493	0,449	0,488
Dresden	0,971	0,900	0,914	0,532	0,493	0,505	0,399	0,371	0,383
München	1,027	0,987	1,045	0,568	0,546	0,587	0,43	0,414	0,451
Bamberg	0,919	0,849	0,888	0,503	0,463	0,491	0,376	0,346	0,371
Kassel	0,710	0,675	0,696	0,386	0,366	0,381	0,288	0,272	0,286
Stuttgart	1,093	1,002	1,060	0,603	0,553	0,591	0,455	0,418	0,451
Aachen	0,613	0,570	0,599	0,332	0,308	0,327	0,247	0,229	0,245
Bochum	0,630	0,595	0,621	0,342	0,322	0,340	0,255	0,24	0,255
Saarbrücken	0,934	0,842	0,904	0,511	0,460	0,500	0,383	0,344	0,378
Trier	0,823	0,739	0,793	0,448	0,402	0,436	0,334	0,300	0,329
Wien	1,636	1,606	1,635	0,904	0,890	0,920	0,681	0,674	0,707
Salzburg	0,858	0,843	0,859	0,476	0,468	0,484	0,362	0,356	0,374
Graz	1,603	1,544	1,567	0,889	0,858	0,882	0,672	0,651	0,678
Innsbruck	0,491	0,476	0,479	0,270	0,263	0,267	0,204	0,199	0,204

Die Ergebnisse der Miner-Summen der Asphalttragschicht für die Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10 für die Bauweisen

- Asphalttragschicht und Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Frostschutzschicht sowie
- Asphalttragschicht und Schottertragschicht auf Frostschutzschicht

sind im Anhang wiedergegeben. Desweiteren sind die Berechnungsergebnisse charakteristischer Temperaturanglinien vergleichend gegenübergestellt.

6.6 Berechnungsergebnisse „Top-Down-Cracking“

Abbildung 87 zeigt in Analogie zu Abbildung 85 die resultierenden Schädigungssummen nach Miner für die drei betrachteten IPCC Klimaszenarien im Hinblick auf den standardisierten Oberbau nach RStO 12 (Tafel 1, Zeile 1) der Städte Braunschweig (Temperaturzone 1), Karlsruhe (Temperaturzone 2), Dresden und München (Temperaturzone 3), Aachen (Temperaturzone 4) und Innsbruck (Österreich). Die dargestellten Berechnungsergebnisse basieren ausschließlich auf Schädigungen durch kryogene Zugspannungen, da mechanogene Zugspannungen außerhalb der Lasteinleitung lediglich einen geringen Einfluss auf die Miner-Summe aufweisen (vgl. 6.3.3).

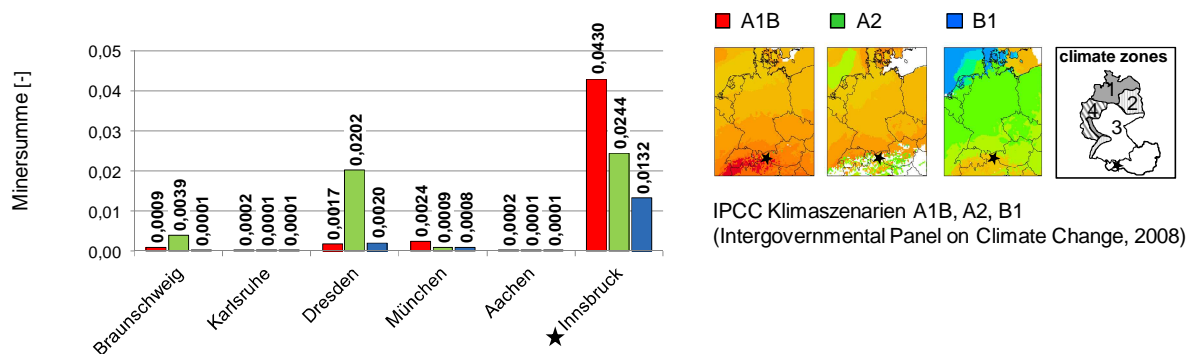


Abbildung 87. Miner-Summen ausgewählter Städte für die IPCC Klimaszenarien A1B, A2 und B1.

Im Vergleich zum Schadenskriterium „Bottom-Up-Cracking“ weisen die Miner-Summen sehr geringe Beträge auf. Auch kommt es zu hohen Schwankungen der Berechnungsergebnisse. Während beim Schadenskriterium „Bottom-Up-Cracking“ sich das Klimaszenario A1B als ungünstigstes im Rahmen einer rechnerischen Dimensionierung herausstellt, kann man für das Schadenskriterium „Top-Down-Cracking“ keine allgemeingültigen Aussagen tätigen.

Der Ermüdungsnachweis „Top-Down-Cracking“ der Asphaltdeckschicht ist für alle Städte und Klimaszenarien erfüllt.

Analog zum Vorgehen für das Schadenskriterium „Bottom-Up-Cracking“ werden in Abbildung 88 am Beispiel der Stadt Innsbruck die oben angeführten Miner-Summen für die drei Klimaszenarien des IPCC näher betrachtet. Hierfür wird der Schädigungsverlauf über die Zeit graphisch dargestellt.

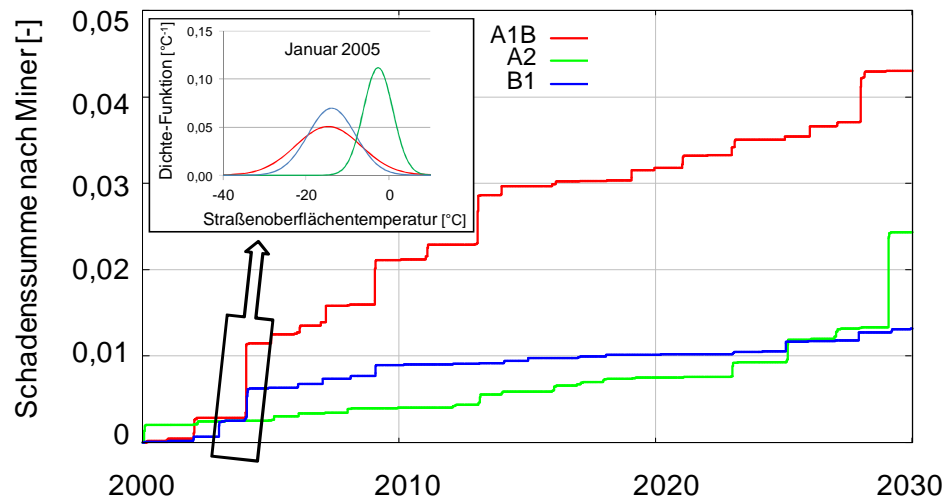


Abbildung 88. Schädigungsverlauf für die Klimaszenarien A1B, A2 und B1 am Beispiel von Innsbruck für einen Oberbau der Belastungsklasse Bk100 Tafel 1, Zeile 1 (RStO 12).

Es ergeben sich unterschiedliche Verläufe der Schädigungssummen. So kommt es beispielsweise im Januar 2005 zu einem erhöhten Anstieg der Schadenssumme im Klimaszenario A1B (rot) gegenüber den Szenarien A2 und B1 (vgl. Hervorhebung in Abbildung 88). Diese Unterschiede sind ausschließlich mit vergleichsweise hohen kryogenen Zugspannungen an der Oberfläche der Asphaltdeckschicht zu erklären, die auf tiefen Temperaturen basieren. Die Betrachtung der Straßenoberflächentemperaturen zu diesem korrespondierenden Zeitabschnitt über eine Wahrscheinlichkeitsdichte-Funktion zeigt (in Abbildung 88 als Dichte-Funktion gekennzeichnet), dass die Erwartungswerte μ der Normalverteilungen der betrachteten Klimaszenarien A1B ($\mu = -14,6\text{ °C}$) und B1 ($\mu = -13,8\text{ °C}$) eine Abweichung von ca. 11 °C gegenüber Klimaszenario A2 aufweisen. Dies erklärt den vergleichsweise geringen Anstieg des Schädigungsverlaufs von Klimaszenarios A2. Betrachtet man die Formen der Dichte-Funktionen der Klimaszenarien A1B und B1 wird deutlich, dass die in rot dargestellte Dichte-Funktion nicht nur eine geringere Amplitude, sondern auch eine erhöhte Temperaturstreuung aufweist. So sind trotz eines vergleichbaren Erwartungswertes μ die dargestellten Verläufe der Schädigungen über die Zeit erklärbar.

Tabelle 31: Schädigungssummen nach Miner der Asphaltdeckschicht für die Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10 für die Bauweise „Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht“ gemäß RStO 12 unter Berücksichtigung der Klimaszenarien A1B, A2 und B1 (IPCC, 2008)

Ort	Bk100			Bk32			Bk10		
	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1
Hamburg	1,16E-05	1,22E-04	1,26E-05	2,08E-06	1,59E-05	3,12E-06	7,50E-07	5,12E-06	1,20E-06
Braunschweig	9,15E-04	3,86E-03	6,87E-05	2,09E-04	6,41E-04	1,58E-05	7,72E-05	2,03E-04	6,28E-06
Koblenz	2,24E-04	2,91E-05	9,58E-05	3,45E-05	5,33E-06	2,06E-05	1,31E-05	1,96E-06	7,61E-06
Osnabrück	2,72E-04	2,73E-04	1,75E-04	5,98E-05	4,90E-05	4,75E-05	2,26E-05	1,57E-05	1,97E-05
Berlin	1,06E-04	1,11E-02	9,81E-05	2,25E-05	2,26E-03	2,61E-05	8,04E-06	7,15E-04	1,06E-05
Magdeburg	3,15E-04	1,35E-02	1,37E-04	6,47E-05	2,69E-03	3,02E-05	2,36E-05	8,47E-04	1,11E-05
Freiburg	1,48E-03	2,13E-04	1,26E-03	2,48E-04	3,43E-05	2,21E-04	8,43E-05	1,20E-05	8,83E-05
Karlsruhe	1,93E-04	5,51E-05	8,66E-05	3,69E-05	1,13E-05	1,97E-05	1,30E-05	4,05E-06	7,76E-06
Dresden	1,69E-03	2,02E-02	2,05E-03	3,45E-04	3,87E-03	5,55E-04	1,29E-04	1,23E-03	2,29E-04
München	2,43E-03	8,64E-04	8,46E-04	5,38E-04	1,69E-04	1,93E-04	2,00E-04	5,76E-05	7,57E-05
Bamberg	1,53E-03	2,16E-03	5,08E-04	3,02E-04	3,65E-04	1,24E-04	1,14E-04	1,17E-04	4,94E-05
Kassel	2,68E-03	8,53E-04	1,12E-03	5,65E-04	1,47E-04	2,70E-04	2,10E-04	4,81E-05	1,10E-04
Stuttgart	8,56E-04	1,50E-03	5,70E-04	1,81E-04	2,84E-04	1,18E-04	7,01E-05	9,21E-05	4,64E-05
Aachen	1,77E-04	1,49E-04	1,20E-04	3,49E-05	2,17E-05	2,37E-05	1,37E-05	7,13E-06	9,10E-06
Bochum	1,47E-04	5,52E-05	4,26E-05	3,13E-05	1,28E-05	1,10E-05	1,21E-05	4,73E-06	4,51E-06
Saarbrücken	4,71E-05	5,69E-05	4,04E-05	8,89E-06	1,12E-05	7,69E-06	3,57E-06	3,89E-06	3,05E-06
Trier	8,77E-05	3,84E-05	1,54E-04	1,18E-05	7,16E-06	3,05E-05	4,42E-06	2,45E-06	1,22E-05
Wien	4,56E-04	3,92E-04	6,73E-05	9,35E-05	7,60E-05	1,55E-05	3,55E-05	2,60E-05	6,34E-06
Salzburg	8,77E-03	5,81E-03	3,09E-03	1,67E-03	1,01E-03	6,03E-04	6,16E-04	3,39E-04	2,28E-04
Graz	2,13E-04	8,14E-04	5,07E-04	4,94E-05	1,54E-04	1,05E-04	1,95E-05	5,29E-05	4,11E-05
Innsbruck	4,30E-02	2,44E-02	1,32E-02	8,93E-03	4,78E-03	2,70E-03	3,34E-03	1,63E-03	1,04E-03

Die Ergebnisse der Miner-Summen der Asphalttragschicht für die Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10 für die Bauweisen

- Asphalttragschicht und Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Frostschutzschicht sowie
- Asphalttragschicht und Schottertragschicht auf Frostschutzschicht

sind im Anhang wiedergegeben.

7 Zusammenfassung

7.1 Ausgangssituation

In den „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen“ (RStO 12) werden auf Basis von regional vorherrschenden Frost- und Verkehrsbelastungen Schichtaufbauten für den Straßenoberbau in den Bauweisen mit Asphalt-, Beton- und Pflasterdecke definiert. Durch die Ableitung von äquivalenten 10 t-Achsübergängen des Schwerverkehrs, kommt es zu einer Unterteilung in bis zu 7 Belastungsklassen mit unterschiedlichen Schichten bzw. -dicken. Diese Schichtaufbauten sollen einen ausreichenden Ermüdungswiderstand sowie ausreichende Tragfähigkeit gegen Belastung aus Verkehr und Witterung während der geplanten Nutzungsdauer gewährleisten (FGSV, 2012b). Ab einer Verkehrsbelastung größer als 100 Mio. äquivalenter 10 t-Achsübergänge soll der Schichtaufbau mit Hilfe der „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht“ RDO Asphalt bzw. der „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen“ RDO Beton dimensioniert werden.

In den RDO Asphalt wird derzeit sowohl die Verkehrs- wie auch die Temperaturbelastung unter Zuhilfenahme statistischer Verfahren, durch eine Überlagerung von Häufigkeitsverteilungen, berücksichtigt. Daraus resultiert eine zeitliche Entkopplung von Verkehr und Temperaturlast. Extreme Belastungsfälle, die maßgeblich zur Schädigung des Straßenoberbaus beitragen können, werden nicht erfasst.

Zur Steigerung der Berechnungsgenauigkeit und deren Aussagekraft werden im Rahmen dieser Arbeit stündliche Temperatur- und Verkehrereignisse für Bauweisen mit Asphaltdecke überlagert. Die daraus resultierenden Beanspruchungen sind so wesentlich realitätsnäher abgebildet. Es werden erstmals die folgenden Ermüdungsnachweise von Asphalt durchgeführt:

- Rissbildung von unten (Bottom-Up-Cracking, Ermüdung der Asphalttragschicht) und
- Kälteinduzierte Rissbildung von oben (Top-Down-Cracking, Ermüdung der Asphaltdeckschicht).

Für den gewählten Ansatz einer zeitgenauen Überlagerung von Beanspruchungszuständen wurde ein modular aufgebautes Computerprogramm geschaffen. Hierfür wurde ein Mehrschichtenprogramm für die Spannungs- Dehnungsanalyse im Straßenoberbau entwickelt, das Berechnungen von mehreren Millionen Lastfällen mit vertretbarem Zeitaufwand ermöglicht. Zur Ermittlung der Eingangsgrößen für die Spannungs- Dehnungsanalyse, nämlich die Steifigkeiten der Schichten im Straßenoberbau und der aus dem Verkehr resultierenden Belastungsgrößen, werden Temperatur- und Verkehrsganglinien benötigt.

Die Ermittlung des Temperaturgangs innerhalb des Straßenoberbaus erfolgt unter Zuhilfenahme der Strahlungsbilanz und/oder des expliziten Differenzenverfahrens. Berücksichtigt werden können meteorologische Standardmessgrößen wie Lufttemperatur, Windgeschwindigkeit, relative Luftfeuchtigkeit und Globalstrahlung zur Berechnung der Temperatur oder

vorhandene Ganglinien der Straßenoberflächentemperatur, wie beispielsweise aus Aufzeichnungen von Temperatursensoren.

Um die zu den Temperaturganglinien zeitlich korrespondierenden Ganglinien des Schwerverkehrs abzuleiten, werden Daten des jährlich erscheinenden Berichts der Bundesanstalt für Straßenwesen „Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen“ genutzt. Hier sind u. a. streckenabhängige Kenndaten wie „Durchschnittlicher Täglicher Verkehr“ DTV und deren typisierte Ganglinien für den Jahres-, Wochen- und Tagesverlauf enthalten. Diese werden in Stundenwerte überführt.

Für den Nachweis der kälteinduzierten Rissbildung von oben (Top-Down-Cracking, Ermüdung der Asphaltdeckschicht) ist des Weiteren der zeitliche Verlauf der kryogenen Spannungen an der Oberseite des Straßenoberbaus abzubilden. Diese werden näherungsweise mit einem rheologischen Modell, dem Maxwell-Modell, ermittelt.

7.2 Ergebnis der Arbeit

Im Rahmen der Arbeit wurde ein neues Verfahren zur rechnerischen Dimensionierung von Straßenoberbauten aus Asphalt entwickelt und programmtechnisch umgesetzt. Dieses erlaubt neben der verbesserten Erfassung einer Vielzahl von realistischen Lastfällen zusätzlich zu dem im deutschen Regelwerk definierten Ermüdungsnachweis von Asphalt („Bottom-Up-Cracking“) den Ermüdungsnachweis gegenüber der kälteinduzierten Rissbildung von oben („Top-Down-Cracking“, Ermüdung der Asphaltdeckschicht).

Zur Ableitung realitätsnaher Lastfälle werden die Beanspruchungen aus Verkehr und Witterung stundengenau überlagert. Es resultieren bis zu 2,89 Millionen Belastungsfälle je Ermüdungsnachweis bei Berücksichtigung einer theoretischen Nutzungsdauer von 30 Jahren, die sich mittels handelsüblicher Computer innerhalb von ca. einer Stunde berechnen lassen. Demgegenüber werden in den RDO Asphalt 09 maximal 143 charakteristische Belastungsfälle berücksichtigt, die aus der Überlagerung von 11 Lastklassen und 13 Temperaturklassen resultieren.

Im Rahmen der Arbeit wurden für 21 Städte die Ermüdungsnachweise für „Bottom-Up-Cracking“ und „Top-Down-Cracking“ in den Bauweisen mit Asphaltdecke, gemäß der Tafel 1, RStO 12, für:

- „Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht“,
- „Asphalttragschicht und Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Frostschutzschicht“ und
- „Asphalttragschicht und Schottertragschicht auf Frostschutzschicht“,

in unterschiedlichen Belastungsklassen überprüft.

Mittels des entwickelten Computerprogramms zur rechnerischen Dimensionierung wurde untersucht, inwiefern die Verwendung von Temperaturganglinien das Berechnungsergebnis gegenüber der Verwendung von charakteristischen Temperaturverläufen beeinflusst.

- Die Ergebnisse zeigen, dass die Berücksichtigung lokaler Temperaturdaten auf stündlicher Basis im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung von entscheidender Bedeutung ist. Die jeweils ermittelten Schadenssummen nach Miner und die damit korrespondierenden prognostizierten theoretischen Lebensdauern können deutlich voneinander abweichen. Die Verwendung von lokalen Temperaturinformationen ist daher zu empfehlen.

Unter Verwendung von Daten des regionalen Klimamodells REMO wurden, für 3 Klimaszenarien A1B, A2 und B1 des Intergovernmental Panel on Climate Change IPCC, mögliche Auswirkungen des Klimawandels auf die Regelbauweisen gemäß RStO 12 untersucht.

- Für das Schadenskriterium „Bottom-Up-Cracking“ zeigen die Berechnungsergebnisse nur geringe klimabedingte Unterschiede, für das Schadenskriterium „Top-Down-Cracking“ sind durchaus starke Schwankungen in den Ergebnissen zu verzeichnen. Jedoch weisen die berechneten Schadenssummen nach Miner lediglich geringe Beträge $\ll 1$ auf, wodurch der Ermüdungsnachweis in jedem betrachteten Szenario erbracht ist.
- Es folgt, dass bei den im Regelwerk dokumentierten standardisierten Bauweisen mit Asphaltdecke die prognostizierten Temperatureffekte aus der Klimaerwärmung für den betrachteten Nutzungszeitraum nicht gesondert berücksichtigt werden müssen.

Die Fragestellung, ob die Rissinitiiierung an der Oberfläche von Asphaltdecken auf eine Überlagerung von mechanogenen und kältebedingten (kryogenen) Beanspruchungen zurückgeführt werden kann, wurde überprüft und kann wie folgt beantwortet werden:

- Eine ermüdungsbasierte Rissbildung bei Kälte parallel zur Lasteinleitung aufgrund von Überlagerungseffekten aus mechanogenen und kryogenen Zugspannungen, wie sie von Arand und Lorenzl (1995) eingeführt wurde, kann wenn überhaupt nur in wenigen Ausnahmefällen nachgewiesen werden.

7.3 Ausblick

Mit der vorliegenden Arbeit wurde ein erweitertes Verfahren zur rechnerischen Dimensionierung realisiert. In seiner derzeitigen Version entspricht es weitestgehend dem im deutschen Regelwerk (RDO Asphalt 09) abgebildeten Verfahren. Durch den gewählten Aufbau des Computerprogramms ist eine stetige Weiterentwicklung bzw. Adaption einzelner Module möglich. So können beispielsweise Ergebnisse aktueller Forschungsarbeiten zeitnah berücksichtigt werden.

Nachfolgende Eingangsgrößen sollten zukünftig näher untersucht werden, um Auswirkungen auf das Dimensionierungsergebnis zu erfassen. Ziel ist es, das Modell zur Dimensionierung stetig zu verbessern und der Realität weiter anzunähern. Die Erkenntnisse können in der Folge im Regelwerk Berücksichtigung finden. Im deutschen Regelwerk

- wird ein konstanter Schichtenverbund für die gesamte Lebensdauer der Straßenkonstruktion angenommen. Der Schichtenverbund ist jedoch temperatur- und lastabhängig (Wellner und Ascher, 2007). Diesem Umstand wird in aktuellen Forschungsvorhaben

Rechnung getragen. Eine Quantifizierung der Verbundwirkung und der Ermüdungsbeständigkeit über die Zeit ist zu erwarten.

- Darüber hinaus werden im Regelwerk Auswirkungen der Längsebenheit der Fahrbahn nicht berücksichtigt. Aufgrund von Unebenheiten und deren zeitlicher Veränderung resultieren dynamische Radlasten, die große Abweichungen gegenüber der statischen Last aufweisen (Rabe, 2013). Es resultieren erhöhte Beanspruchungen im Straßenoberbau. Im Rahmen der Zustandserfassung und –bewertung (ZEB) liegen Kenntnisse über die Zustandsgröße „Längsebenheit“ und deren Entwicklung über die Zeit vor.

Eine Verbesserung der im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Methodik stellt auch die Ableitung der Ermüdungsfunktion für Asphaltdeckschichtmaterialien bei tiefen Temperaturen dar. Durch die Ermittlung dieser materialspezifischen Kenngröße, zum Beispiel mittels des einaxialen zyklischen Zugversuchs, gemäß EN 12697-46, könnte die Abbildungsgenauigkeit verbessert werden, um das in der Arbeit berücksichtigte spannungsabhängige Ermüdungsgesetz zu ersetzen.

8 Literatur

- AASHTO. 1993. Guide for design of pavement structures. American Association of State Highway and Transportation Officials. ISBN 1-56051-055-2.
- AFBB. 2005. Arbeitshilfen Flugbetriebsflächen – Bemessung, Bau und bauliche Erhaltung von Flugbetriebsflächen der Bundeswehr. Bonn.
- Arand, W. 1981. Zum Relaxationsverhalten von Asphalten. Das stationäre Mischwerk 15.
- Arand, W., Steinhoff, G., Eulitz, J. und Milbradt, H. 1984. Verhalten von Asphalten bei tiefen Temperaturen; Entwicklung und Erprobung eines Prüfverfahrens. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 407, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen, Bonn.
- Arand, W., Steinhoff, G., Eulitz, J. und Milbradt, H. 1986. Verhalten von Asphalten bei tiefen Temperaturen. Teil B: Einfluss kompositioneller Merkmale. Schlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben Nr. 5699, Institut für Straßenwesen. Technische Universität Braunschweig.
- Arand, W., Dörschlag, S. und Pohlmann, P. 1989. Einfluß der Bitumenhärte auf das Ermüdungsverhalten von Asphaltbefestigungen unterschiedlicher Dicke in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit der Unterlage, der Verkehrsbelastung und der Temperatur. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 558, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen, Bonn.
- Arand, W. und Lorenzl, H. 1995. Einfluss der Bitumenhärte auf das Ermüdungsverhalten von Asphaltbefestigungen unterschiedlicher Dicke in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit der Unterlage, der Verkehrsbelastung und der Temperatur; Teil 2; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik; Heft 696; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen, Bonn.
- Arnold, M. 2004. Bemessungsverkehrsstärken vor dem Hintergrund sich verändernder Pegel. Intraplan Consult GmbH, München.
- Barry, R.G. and Chorley, R.J. 2003. Atmosphere, Weather and Climate. Routledge, London, New York.
- BAST. 2013. Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 2011. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Reihe V.
- Becker, P., Deutschländer, T., Koßmann, M., Namyslo, J. and Knierim, A. 2008. Klimaszenarien und Klimafolgen, Informationen zur Raumentwicklung, Heft 6, Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung.
- Bensalem, A., Broen, A.J., Nunn, M.E., Merrill, D.B. and Lloyd, W.G. 2000. Finite Element Modeling of fully Flexible Pavements: Surface Cracking and Wheel Interaction, Proc., Second International Symposium on 3D Finite Element For Pavement Analysis, Design, and Research, West Virginia, pp. 103-121.

- Blab, R., Eberhardsteiner, L. und Haselbauer, K. 2014. Implementierung des GVO und LCCA-Ansatzes in die österreichische Bemessungsmethode für Straßenoberbauten. Endbericht zum FFG-Verkehrsinfrastrukturforschungsprojekt OBESTO, Berichts-Nr. 2, Österreichisches Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie (BMVIT) und Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft (ASFINAG).
- Büchler, S. 2010. Rheologisches Modell zur Beschreibung des Kälteverhaltens von Asphalten. Schriftenreihe Straßenwesen, Heft 24, Technische Universität Braunschweig, Institut für Straßenwesen, Braunschweig.
- Bülow, K.G. 2010. Zeitreihenanalyse von regionalen Temperatur- und Niederschlagssimulationen in Deutschland. Report on Earth System Science, Max Planck Institut für Meteorologie, Hamburg.
- Burmister, D. M. 1943. The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems. Journal of Applied Physics.
- Chlan, P. und Litzka, J. 1988. Überlegungen zur Berücksichtigung der Frosteindringtiefe bei der Bemessung des Straßenoberbaus, Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift, Jg.: 133, Nr.5. Wien.
- COST 333. 1999. Development of New Bituminous Pavement Design Method. Final Report in Action, Luxemburg.
- Dauzats, M. and Rampal, A. 1987. Mechanism of Surface Cracking in Wearing Courses. Proc., 6th Int. Conf. on Asphalt Pavements, Ann Arbor, pp. 232-247.
- De Jong, D.L., Peutz, M.G.F. and Korswagen, A.R. 1979. External Report, Computer Program Bisar, Layered systems under normal and tangential surface loads, Structure Analysis in Roads, Koninklijke Shell Laboratorium, Amsterdam, Niederlande.
- Demidowitsch, B. P., Maron, L. A. und Schuwalowa, E.S. 1968. Numerische Methoden der Analysis. VEB Deutscher Verlag der Wissenschaft, Berlin.
- Di Benedetto, H., Partl, M.N., Francken, L., and De La Roche Saint André, C. 2001. Stiffness testing for bituminous mixtures. RILEM TC 182-PEB Performance testing and evaluation of bituminous materials, Materials and Structures, Vol. 34.
- Di Benedetto, H., de La Roche, C., Baaj, H., Pronk, A. and Lundström, R. 2004. Fatigue of bituminous mixtures. Materials and Structures, Vol. 37, April 2004, pp. 202-216.
- Dörschlag, S. 1989. Ermüdungsrechnungen für Asphaltbefestigungen bei Einwirkung mechanisch und thermisch induzierter Spannungen. Schriftenreihe Straßenwesen, Heft 10, Technische Universität Braunschweig, Institut für Straßenwesen, Braunschweig.
- FGSV. 2005. Richtlinien für die Anlage von Straßen – Teil: Entwässerung. Ausgabe 2005. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. FGSV-Verlag, Köln.
- FGSV. 2009a. RDO - Asphalt 09. Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdecke. Ausgabe 2009. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. FGSV-Verlag, Köln.

- FGSV. 2009b. AL Sp Asphalt-StB 09. Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße in die Dimensionierung von Asphaltbefestigungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV-Verlag, Köln.
- FGSV. 2011. Arbeitspapiere zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen, Reihe B: Berechnungsmodelle, Teil B 1: Methode der Mehrschichtentheorie und Halbraumtheorie bei der Dimensionierung. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV-Verlag, Köln.
- FGSV. 2012a. Technische Lieferbedingungen für Streckenstationen TLS. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV-Verlag, Köln.
- FGSV. 2012b. Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV-Verlag, Köln.
- FHWA, 1976. Sensitivity Analysis of FHWA Structural Model VESYS II. Vol. 1 Preparatory and Related Studies, Report No. FHWA-RD-76-23, Federal Highway Administration, Washington D.C., USA.
- Findley, W.N., Lai, J.S., and Onaran, K. 1976. Creep and relaxation of nonlinear viscoelastic materials. North-Holland Series in Applied Mathematics and Mechanics, Vol. 18, North-Holland Publishing Company, Amsterdam.
- Fitschen, A. und Nordmann, H. 2014. Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 2013 – Jahresauswertung der automatischen Dauerzählstellen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Verkehrstechnik, Heft V 244, Bergisch Gladbach.
- Foken, T. 2006. Angewandte Meteorologie. 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg.
- Francken, L. und Verstraeten, J. 1974. Methods for Predicting Moduli and Fatigue Laws of Bituminous Road Mixes under Repeated Bending. Transportation Research Record No. 515, pp. 114-123, Washington D.C., USA.
- Fredrickson, F.C. 1963. Frost Considerations in Highway Pavement Design: West-Central United States. Highway Research Record No. 33, Washington D.C., USA.
- Grönniger, J. und Walther, A. 2011. Rechnerische Dimensionierung von Asphaltstraßen - Prüfverfahren und Kennwerte zur Dimensionierung. Straße und Autobahn, 11, 776-782, Kirschbaum Verlag.
- Güttler, U. 1988. Materialverhalten von ungebundenen Baustoffen unter Verkehrseinwirkung. Straßen und Verkehr 2000, Internationale Straßen- und Verkehrskonferenz, Berlin.
- Harvey, J.T., Deacon, J.A., Tsai, B.W. and Monismith, C.L. 1995. Fatigue performance of asphalt concrete mixes and its relationship to asphalt concrete pavement performance in California. Report for California department of transportation, USA.
- Häckel, H. 2008. Meteorologie. 6. Auflage, Verlag Eugen Ulmer, Stuttgart.

- Hopman, P., Kunst, P. und Pronk, A. 1989. A Renewed Interpretation Model for Fatigue Measurement. Verification of Miner's Rule. 4th Eurobitume Symposium, Vol. 1, Madrid, 4-6 October, pp. 557-561, Spain.
- Houghton, J.T., Ding, Y., Grigs, D.J., Noguer, M., van der Linden, P.J., Dai, X., Maskell, K. and Johnson, C.A. 2001. Climate Change 2001, the Scientific Basis. 3rd Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, Cambridge University Press.
- Hürtgen, H. 1982. Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Asphalt aus konventionellen Mischgut- und Bindemitteldaten. Bitumen, Heft 2/1982, Seite 52-58, Deutschland.
- Hürtgen, H. 2000. Methoden zur Beschreibung der thermomechanischen Eigenschaften von Asphalt (Asphalt-Rheologie). Schriftenreihe des Fachgebietes Konstruktiver Straßenbau im Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau der Universität Hannover, Heft 20, Hannover.
- Huang, Y.H. 2004. Pavement Analysis and Design. Upper saddle River, University of Kentucky, USA.
- Hupfer, P. und Kuttler, W. 2006. Witterung und Klima. B. G. Teubner, Leipzig.
- IPCC, Intergovernmental Panel on Climate Change, 2008. Synthesis Report, WMO/UNEP ISBN 92-9169-122-4.
- Jacob, D., Van den Hurk, B.J.J.M., Andrae, U., Elgered, G., Fortelius, C., Graham, L.P., Jackson, S.D., Karstens, U., Koepken, Chr., Lindau, R., Podzun, R., Rockel, B., Rubel, F., Sass, B.H., Smith, R. and Yang, X. 2001. A Comprehensive Model Intercomparison Study Investigating the Water Budget During the BALTEX-PIDCAP Period. Meteorology and Atmospheric Physics, Vol. 77, No. 1-4, 19-44.
- Jacob, D., Bärring, L., Christensen, O.B., Christensen, J.H., Hagemann, S., Hirschi, M., Kjellström, E., Lenderink, G., Rockel, B., Schär, C., Seneviratne, S.I., Somot, S., van Ulden, A. and van den Hurk, B. 2007. An intercomparison of regional climate models for Europe: Design of the experiments and model performance. PRUDENCE Special Issue, Climatic Change, 81, 31-52. DOI 10.1007/s10584-006-9213-4.
- Jacob, D. Göttel, H. Kotlarski, S. Lorenz, P. und Sieck, K. 2008. Klimaauswirkungen und Anpassung in Deutschland – Phase 1: Erstellung regionaler Klimaszenarien für Deutschland. Forschungsbericht 204 41 138, Max-Planck-Institut für Meteorologie (MPI-M), Hamburg.
- Johannsen, K. 2012. Prüfung und Bewertung des Verbundzustandes von Asphaltbefestigungen. Dissertation, Technische Universität Dresden.
- Kayser, S. 2007. Grundlagen zur Erfassung klimatischer Einflüsse bei Dimensionierungsrechnungen von Asphaltbefestigungen. Dissertation, Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Dresden.
- Kenis, W.J. 1983. Justification for Verification of the Vesys Fatigue Cracking. 5th International Conference on the Structural Design of Asphalt, Cushing Malloy, Inc., Ann Arbor, Michigan.

- Kim, R. Y., Seo, Y. and Momen, M. 2004. Complex modulus from the Indirect Tension Test. 1st ed. Modeling of Asphalt Concrete, Seiten 121-139, ASCS-Press, New York.
- Krebs, H.G., Böllinger, G. 1981. Temperaturberechnungen am bituminösen Straßenkörper. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 347, Bonn-Bad Godesberg.
- Kuttler, W. 2009. Klimatologie. Verlag Ferdinand Schöningh, Paderborn.
- Leutner, R., Lorenzl, H. und Schmoeckel, K. 2006. Stoffmodelle zur Voraussage des Verformungswiderstandes und Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Heft S45, Wirtschaftsverlag NW, Bergisch Gladbach.
- Litzka, J., Molzer, C. und Blab, R. 1996. Modifikation der österreichischen Methode zur Dimensionierung des Straßenoberbaus. Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 465, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien.
- Litzka, J. 2010. Oberbaubemessung von Asphaltstraßen. 4. Auflage Asphalt Handbuch, Gestrata – Gesellschaft zur Pflege der Straßenbautechnik mit Asphalt, Wien.
- Lorenzl, H. 1996. Modell zur Ermittlung der Nutzungsdauer von Fahrbahnbefestigungen aus Asphalt in Abhängigkeit von der Bindemittelviskosität. Schriftenreihe Straßenwesen, Heft 13, Technische Universität Braunschweig, Institut für Straßenwesen, Braunschweig.
- Malberg, H. 2007. Meteorologie und Klimatologie. 5. Auflage, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg.
- Matsuno, S. and Nishizawa, T. 1992. Mechanism of Longitudinal Surface Cracking in Asphalt Pavement, Proc., 7th Int. Conf. on Asphalt Pavements, Nottingham, pp. 277-291.
- Miner, M.A. 1945. Cumulative damage of fatigue. Journal of Applied Mechanics, Vol. 12, Issue 3, 159-164, USA.
- Molenaar, A.A.A. 1984. Fatigue and Reflective Cracking due to Traffic. Proc., Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 53, pp 440-474.
- Mollenhauer, K., Wistuba, M. and Rabe, R. 2009. Loading Frequency and Fatigue: In situ conditions & Impact on Test Results. 2nd Workshop on 4-Point-Bending, 24-25th September 2009, Guimaraes, Portugal.
- Mollenhauer, K. und Wistuba, M. 2011. Verfahren zur Bestimmung der Ermüdungseigenschaften von Asphalt unter Berücksichtigung der Europäischen Normung - Schaffung eines Bewertungshintergrundes. Schlussbericht, Forschungsvorhaben FE 07.214 i.A. des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung, Technische Universität Braunschweig, Institut für Straßenwesen, Braunschweig.
- Mollenhauer, K. 2012. Rechnerische Dimensionierung von Asphaltstraßen – Ermüdung und Folgen für die Dimensionierung. Straße und Autobahn, Kirschbaum Verlag, Bonn.
- Molzer, C. 1996. Modifikation der österreichischen Bemessungsmethode für Oberbauten mit bituminösen Befestigungen. Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Straßenbau und Straßenerhaltung, Heft 6, Wien.

- Monismith, C.L. 2004. Evolution of long-lasting asphalt pavement design methodology: a perspective. Lecture presented in June 2004 at Auburn University to the ISAP-sponsored International Symposium on Design and Construction of Long Lasting Asphalt Pavements.
- Myers, L.A., Roque, R., and Ruth, B.E. 1998. Mechanisms of Surface-Initiated Longitudinal Wheel Path Cracks in High-Type Bituminous Pavements, Proc., Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 67, pp 401-432.
- Myers, L.A., Roque, R., Ruth, B.E., and Drakos, C. 1999. Measurement of Contact Stresses for Different Truck Tire Types to Evaluate Their Influence on Near-Surface Cracking and Rutting, In Transportation Research Record 1655, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 175-184.
- Myers, L. A., Roque, R., and Birgisson, B. 2001. Propagation Mechanisms for Surface- Initiated Longitudinal Wheel Path Cracks, In Transportation Research Record 1778, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 113-121.
- Nefzger, H. und Karipot, A. 1997. Einfluss von Strahlung und Klima auf Straßenwetterprognosen. Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 466, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien.
- Pfeiffer, J. P. und van Doormaal, P.M. 1939. Betrachtungen über die rheologischen Eigenschaften von Asphaltbitumina und Arbeitshypothesen über die innere Struktur dieser Produkte. Kolloid-Zeitschrift Band 76, Heft 1, S. 95-111.
- Pinkofsky, L. 2005. Typisierung von Ganglinien der Verkehrsstärke und ihre Eignung zur Modellierung der Verkehrsnachfrage. TU Braunschweig, Heft 54, Schriftenreihe – Institut für Verkehr und Stadtbauwesen, Braunschweig.
- Pohlmann, P. 1989. Simulation von Temperaturverteilungen und thermisch induzierten Zugspannungen in Asphaltstraßen. Schriftenreihe Straßenwesen, Heft 9, Technische Universität Braunschweig, Institut für Straßenwesen, Braunschweig.
- Rabe, R. 2013. Dimensionierung und Substanzbewertung von Straßenkonstruktionen - Berücksichtigen wir die Belastungen adäquat?, Vortrag, AK 4.5.6, Überarbeitung RDO Asphalt, Bergisch-Gladbach.
- Radaj, D. und Vormwald, M. 2007. Ermüdungsfestigkeit - Grundlagen für Ingenieure. Springer-Verlag, Berlin, Deutschland.
- Renken, P. und Lobach, T. 2004. Auswirkungen unterschiedlicher Verbundsysteme auf die mechanischen Eigenschaften eines mehrschichtigen Asphaltpaketes. Schlussbericht AiF Forschungsvorhaben Nr. 13339 N, Technische Universität Braunschweig, Institut für Straßenwesen, Braunschweig.
- Renken, P., Büchler, S. und Mollenhauer, K. 2008. Einfluss von modifizierten Bitumen auf die Kälte- und Ermüdungseigenschaften von Asphalt und deren Veränderung während der Nutzungsdauer. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 991. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung.

- Roeckner, E., Bäuml, G., Bonaventura, L., Brokopf, R., Esch, M., Giorgetta, M., Hagemann, S., Kirchner, I., Kornblueh, L., Manzini, E., Rhodin, A., Schlese, U., Schulzweida, U. and Tompkins, A. 2003. The atmospheric general circulation model ECHAM5. Part I, Model description, Report Nr. 349, Max Planck Institut für Meteorologie, Hamburg.
- Schönwiese, C.D. 2008. *Klimatologie*. 3. Auflage, Verlag Eugen Ulmer, Stuttgart.
- Schulzweida, U., Kornblueh, L. und Quast, R. 2009. *Climate data Operators*, Version 1.4.1.
- Solomon, S., Qin, D., Manning, M., Chen, Z., Marquis, M., Averyt, K.B., Tignor, M. and Miller, H.L. 2007. *Climate Change. The Physical Science Basis*, Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, USA.
- Sonntag, D. und Heinze, D. 1982. *Sättigungsdampfdruck- und Sättigungsdampfdichtetafeln für Wasser und Eis*. 1. Auflage, Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig.
- Straube, E. und Jansen, D. 2010. *Messung und Anwendung von Asphaltkörpertemperaturen – Temperaturmessstationen und Datenbasis*. Straße und Autobahn, Kirschbaum Verlag, Bonn.
- Svasdisant, T., Schorsch, M., Baladi, G.Y. and Pinyosunun, S. 2001. *Mechanistic Analysis of Top-down Cracks in Asphalt Pavement*. Transportation Research Board, Washington DC.
- Uhlig, W. 2007. *Grundlagen zur Bestimmung dimensionierungsrelevanter Achslastkollektive für die rechnerische Dimensionierung von Oberbauten für Verkehrsflächen*, Manuskript zur Dissertation, TU Dresden.
- Uhlmeier, J.S., Willoughby, K., Pierce, L.M., and Mahoney, J. P. 2000. *Top-Down Cracking in Washington State Asphalt Concrete Wearing Courses*. Transportation Research Record 1730, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 110-116.
- Van Dijk, W. 1975. *Practical fatigue characterization of bituminous mixes*, Annual meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists, Phoenix.
- Von Becker, P. 1976. *Zur Annahme wirklichkeitsnäherer E-Moduli als Kennwerte für das elastische Verformungsverhalten flexibler Straßenbefestigungen bei elastizitätstheoretischen Beanspruchungsrechnungen*. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 204, Bonn-Bad Godesberg.
- Von Böckh, P. 2006. *Wärmeübertragung: Grundlagen und Praxis*. 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg.
- Walther, A. and Wistuba, M. 2012. *Mechanistic Pavement Design Considering Bottom-Up And Top-Down-Cracking*. Proc., 7th RILEM Int. Conf. On Cracking in Pavements, Delft, 20-22 June, Niederlande.
- Weischet, W. 1995. *Einführung in die allgemeine Klimatologie: physikalische und meteorologische Grundlagen*. 6. Auflage, B. G. Teubner, Stuttgart.
- Wellner, F. 1985. *Grundlagen zur Dimensionierung von Pflasterbefestigungen*. Dissertation, Technische Universität Dresden.

- Wellner, F. und Ascher, D. 2007. Untersuchung zur Wirksamkeit des Haftverbundes und dessen Auswirkung auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen. Schlussbericht AiF Forschungsvorhaben Nr. 13589 BR/1, Technische Universität Dresden, Professur für Straßenwesen, Dresden.
- Wellner, F. und Weise, C. 2008. Schadensakkumulation bei unterschiedlicher Beanspruchung unter Berücksichtigung von Heilungs- und Affinitätseinflüssen an ausgewählten Asphalten. DFG-gefördertes Forschungsvorhaben, Dresden, Deutschland.
- Werkmeister, S., Lipke, S. und Wellner, F. 2009. Prognose der Restnutzungsdauer von Asphaltbefestigungen Ergebnisse von Versuchsstrecken. Straße und Autobahn, Kirschbaum Verlag, Bonn.
- Wilby, R.L. and Wigley, T.M. 1997. Downscaling general circulation model output: a review of methods and limitations. Progress in Physical Geography, pp. 530–548.
- Wistuba, M., Litzka, J., Blab, R., Nefzger, H., Kromp-Kolb, H. und Potzmann, R. 2001. Klimakenngrößen für den Straßenoberbau in Österreich. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Reihe Straßenforschung, 507, Wien.
- Wistuba, M. 2002. Klimaeinflüsse auf Asphaltstraßen – Maßgebende Temperaturen für die analytische Oberbaubemessung in Österreich. Dissertation, Technische Universität Wien.
- Wistuba, M., Monismith, C., Bahia, H.U., Renken, P., Olard, F., Blab, R., Mollenhauer, K., Metzker, K., Büchler, S., Grönniger, J., Zeng, M., and Nam, K. 2009. Asphaltverhalten bei tiefen Temperaturen / Asphalt material behaviour at low temperatures. Festschrift zu Ehren des 80. Geburtstags von Professor Wolfgang Arand / Essays in honour of Professor Wolfgang Arand 80th birthday. Schriftenreihe Straßenwesen, Heft 23, Technische Universität Braunschweig, Institut für Straßenwesen, Braunschweig.
- Wistuba, M. und Walther, A. 2012. Probabilistische Beschreibung der baulichen Substanz für die Lebenszyklus-Prognose von Asphaltbefestigungen - Module 1 bis 3: Zeitliche Überlagerung von Verkehr und Temperatur, rechnerische Analyse des Substanzverfalls zufolge Rissbildung und Angabe des Ausfallrisikos. Forschungsprojekt Nr. FE 88.0101/2009 i.A. des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung und der Bundesanstalt für Straßenwesen, Institut für Straßenwesen, Technische Universität Braunschweig.
- Wistuba, M. und Walther, A. 2013. Consideration of climate change in mechanistic pavement design. Road Materials and Pavement Design, Volume 14, Supplement 1: EATA 2013, Taylor & Francis.
- Wistuba, M. und Walther, A. 2013. Soll der prognostizierte Klimawandel für die rechnerische Dimensionierung von Asphaltstraßen berücksichtigt werden? Straße und Autobahn, 3, 140-147, Kirschbaum Verlag.
- Wistuba, M. und Isailović, I. 2014. Performance-orientierte Asphaltspezifikation – Entwicklung eines praxisgerechten Prüfverfahrens zur Ansprache des Verformungswiderstandes. Schlussbericht, Forschungsprojekt FE 84.0106/2009, i. A. des Bundesministeriums für Ver-

kehr, Bau und Stadtentwicklung, Institut für Straßenwesen, Technische Universität Braunschweig.

Witczak, M. and Mirza, M.W. 1999. Development of Relationships to Predict Poisson's Ratio for Paving Materials, Interteam Technical Report for NCHRP 1-37A, University of Maryland, USA.

Wolf, A. 2010. Modell zur straßenbautechnischen Analyse der durch den Schwerverkehr induzierten Beanspruchung des BAB-Netzes. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Verkehrstechnik, Heft S 61, Bergisch Gladbach.

Zmarsly, E., Kuttler, W. und Pethe, H. 2007. Meteorologisch- klimatologisches Grundwissen. 3. Auflage, Verlag Eugen Ulmer, Stuttgart.

SOFTWARE:

Kiehne, A. 2004. PADESTO. Primia GmbH, Ingenieursoftware, Dresden.

LEAP. 1998. Layered Elastic Analyses Program. Symplectic Engineering Corporation, Berkeley, CA, USA.

ABAQUS. 2009. Dassault Systèmes, Simulia Corp.

9 Anhang

(a) Berechnungsergebnisse Bottom-Up-Cracking

Tabelle 32: Schädigungssummen nach Miner der Asphalttragschicht für die Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10 für die Bauweise „Asphalttragschicht und Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Frostschutzschicht“ gemäß RStO 12 unter Berücksichtigung der Klimaszenarien A1B, A2 und B1 (IPCC, 2008)

Ort	Bk100			Bk32			Bk10		
	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1
Hamburg	0,305	0,290	0,302	0,156	0,149	0,156	0,106	0,102	0,107
Braunschweig	0,363	0,349	0,353	0,186	0,179	0,183	0,126	0,121	0,125
Koblenz	0,412	0,383	0,374	0,210	0,196	0,192	0,142	0,133	0,131
Osnabrück	0,301	0,289	0,298	0,154	0,148	0,154	0,105	0,101	0,106
Berlin	0,453	0,425	0,433	0,231	0,217	0,223	0,155	0,147	0,152
Magdeburg	0,427	0,403	0,413	0,218	0,206	0,213	0,146	0,139	0,145
Freiburg	0,484	0,445	0,473	0,248	0,229	0,245	0,167	0,155	0,167
Karlsruhe	0,556	0,513	0,543	0,282	0,261	0,279	0,189	0,175	0,188
Dresden	0,463	0,435	0,444	0,236	0,222	0,229	0,158	0,15	0,155
München	0,489	0,472	0,497	0,251	0,243	0,242	0,17	0,165	0,176
Bamberg	0,442	0,413	0,432	0,226	0,211	0,223	0,152	0,143	0,152
Kassel	0,352	0,337	0,348	0,180	0,173	0,180	0,122	0,117	0,123
Stuttgart	0,516	0,479	0,504	0,264	0,246	0,261	0,178	0,166	0,177
Aachen	0,309	0,290	0,305	0,158	0,149	0,158	0,108	0,102	0,108
Bochum	0,316	0,301	0,314	0,162	0,155	0,163	0,11	0,105	0,112
Saarbrücken	0,447	0,410	0,437	0,228	0,209	0,225	0,153	0,141	0,153
Trier	0,400	0,364	0,390	0,204	0,186	0,201	0,137	0,126	0,137
Wien	0,738	0,728	0,742	0,373	0,369	0,381	0,247	0,245	0,256
Salzburg	0,417	0,410	0,418	0,215	0,212	0,219	0,147	0,145	0,152
Graz	0,729	0,706	0,717	0,371	0,360	0,370	0,247	0,241	0,250
Innsbruck	0,252	0,245	0,247	0,132	0,129	0,131	0,091	0,090	0,092

Tabelle 33: Schädigungssummen nach Miner der Asphalttragschicht für die Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10 für die Bauweise „Asphalttragschicht und Schottertragschicht auf Frostschutzschicht“ gemäß RStO 12 unter Berücksichtigung der Klimaszenarien A1B, A2 und B1 (IPCC, 2008)

Ort	Bk100			Bk32			Bk10		
	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1
Hamburg	0,414	0,391	0,407	0,243	0,230	0,241	0,197	0,186	0,197
Braunschweig	0,502	0,479	0,483	0,297	0,283	0,288	0,241	0,230	0,236
Koblenz	0,579	0,530	0,513	0,344	0,314	0,305	0,280	0,256	0,250
Osnabrück	0,407	0,388	0,400	0,240	0,228	0,238	0,194	0,185	0,194
Berlin	0,646	0,599	0,608	0,384	0,357	0,365	0,313	0,292	0,301
Magdeburg	0,600	0,561	0,574	0,355	0,333	0,342	0,288	0,271	0,281
Freiburg	0,698	0,635	0,680	0,421	0,382	0,415	0,348	0,316	0,348
Karlsruhe	0,812	0,740	0,787	0,486	0,442	0,476	0,399	0,363	0,395
Dresden	0,663	0,616	0,625	0,395	0,367	0,376	0,323	0,300	0,311
München	0,704	0,677	0,717	0,425	0,409	0,439	0,352	0,339	0,369
Bamberg	0,627	0,580	0,607	0,373	0,344	0,365	0,305	0,281	0,301
Kassel	0,485	0,462	0,476	0,288	0,273	0,284	0,234	0,221	0,233
Stuttgart	0,747	0,686	0,726	0,449	0,412	0,441	0,370	0,340	0,368
Aachen	0,419	0,390	0,411	0,248	0,230	0,245	0,201	0,187	0,200
Bochum	0,432	0,407	0,426	0,255	0,240	0,254	0,208	0,195	0,208
Saarbrücken	0,637	0,575	0,618	0,380	0,342	0,372	0,310	0,280	0,307
Trier	0,562	0,505	0,543	0,333	0,299	0,325	0,271	0,244	0,267
Wien	1,112	1,092	1,112	0,667	0,657	0,679	0,547	0,541	0,568
Salzburg	0,591	0,582	0,593	0,359	0,352	0,365	0,299	0,294	0,309
Graz	1,091	1,052	1,069	0,658	0,636	0,654	0,542	0,526	0,548
Innsbruck	0,340	0,330	0,332	0,205	0,199	0,203	0,170	0,166	0,171

Vergleich der Berechnungsergebnisse unter Verwendung charakteristischer und stündlicher Temperaturganglinien

Bauweise gemäß RStO 12, Tafel 1, Zeile 1; „Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht“.

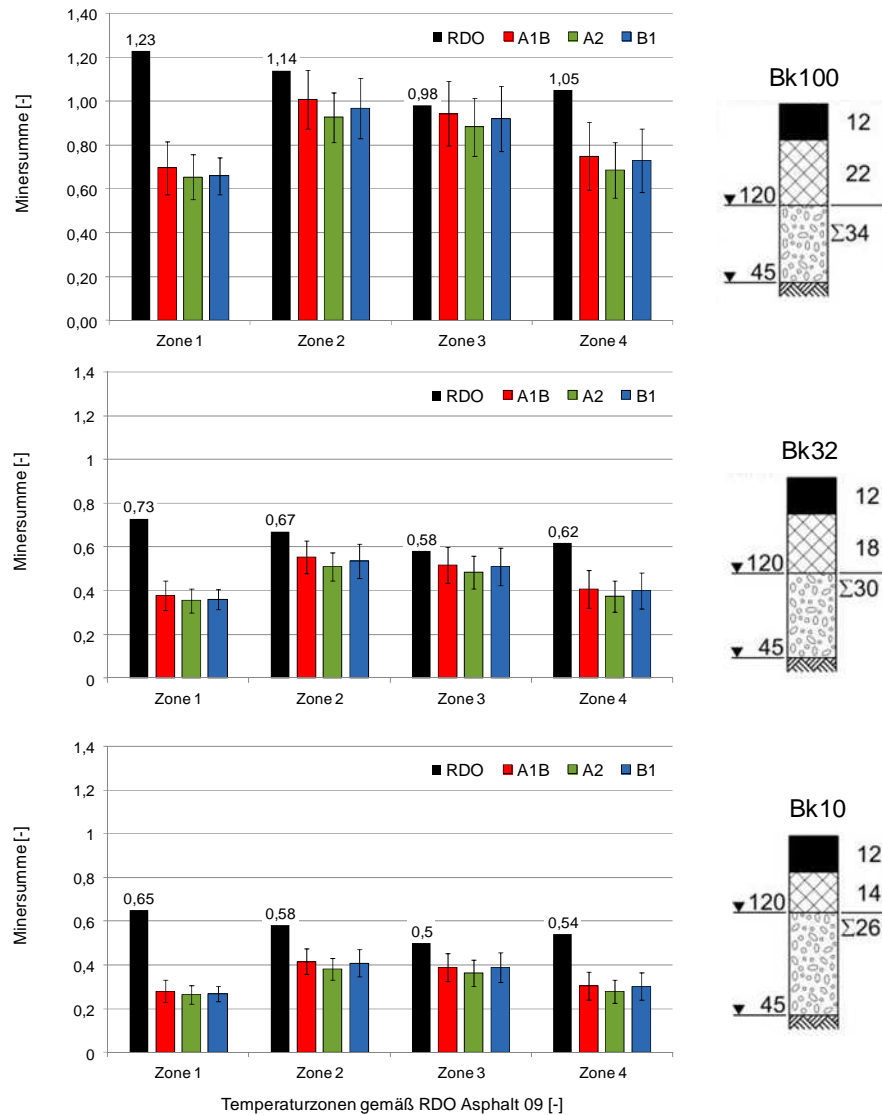


Abbildung 89. . Miner-Summen für den Ermüdungsnachweis „Bottom-Up-Cracking“ unter Verwendung charakteristischer (RDO) und stündlicher Temperaturganglinien (IPCC Klimaszenarien A1B, A2 und B1); Darstellung von Mittelwerten und korrespondierenden Standardabweichungen für die in Tabelle 30 aufgeführten Städte je Temperaturzone für die Bauweise Tafel 1, Zeile 1 gemäß RStO 12, in den Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10.

Bauweise gemäß RStO 12, Tafel 1, Zeile 2.3; „Asphalttragschicht und Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Frostschutzschicht“.

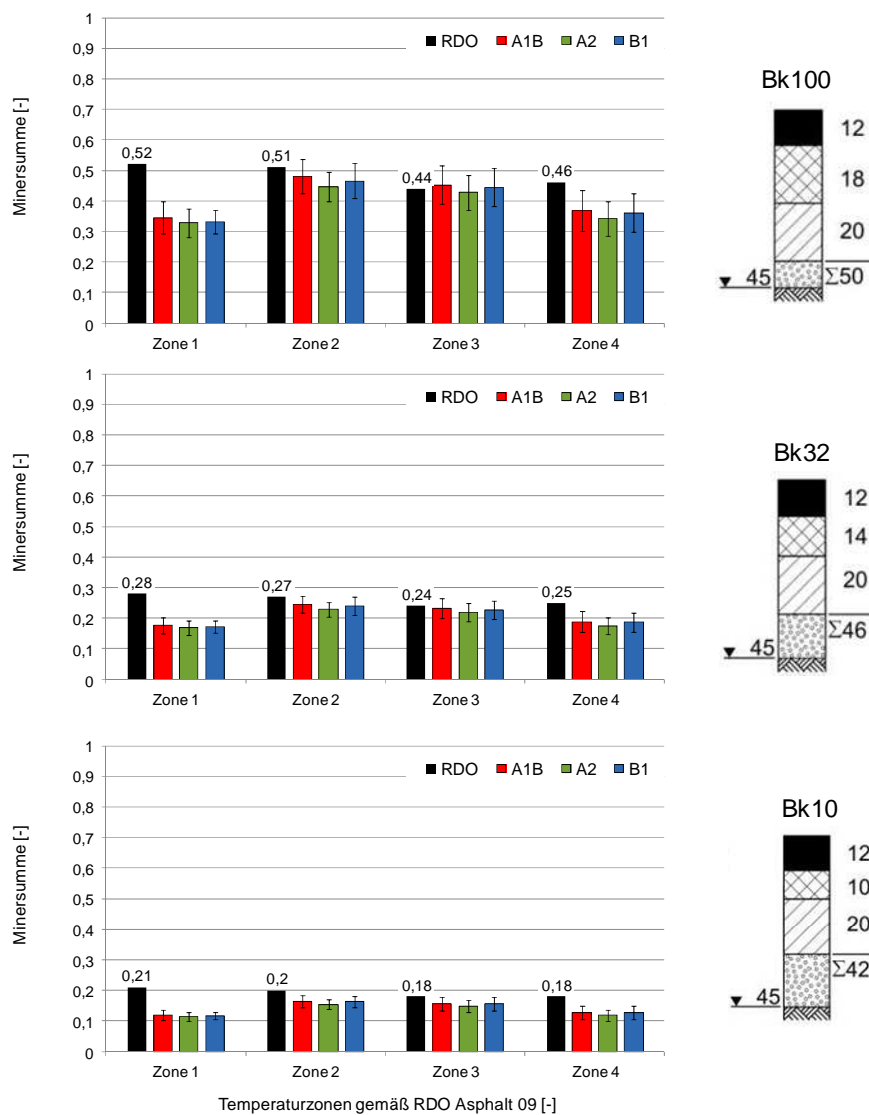


Abbildung 90. Miner-Summen für den Ermüdungsnachweis „Bottom-Up-Cracking“ unter Verwendung charakteristischer (RDO) und stündlicher Temperaturganglinien (IPCC Klimaszenarien A1B, A2 und B1); Darstellung von Mittelwerten und korrespondierenden Standardabweichungen für die in Tabelle 30 aufgeführten Städte je Temperaturzone für die Bauweise Tafel 1, Zeile 2.3 gemäß RStO 12, in den Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10.

Bauweise gemäß RStO 12, Tafel 1, Zeile 3; „Asphalttragschicht und Schottertragschicht auf Frostschutzschicht“.

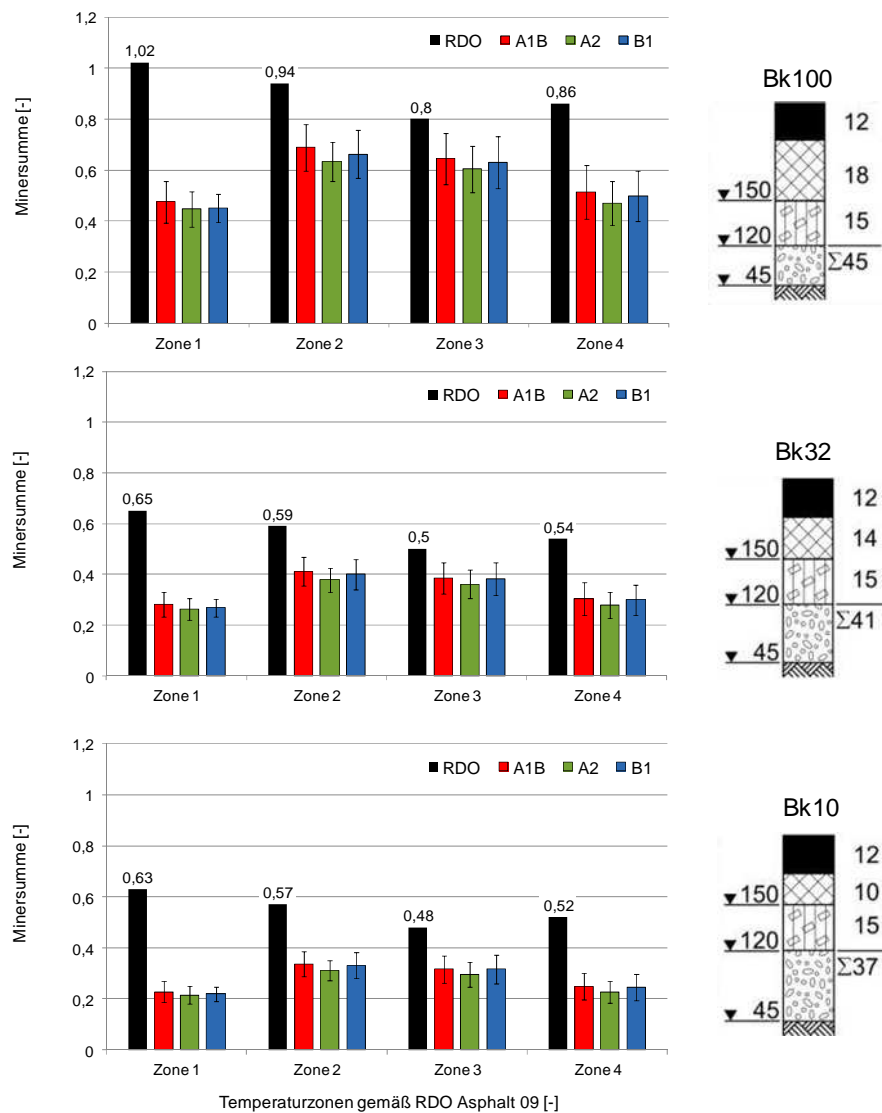


Abbildung 91. Miner-Summen für den Ermüdungsnachweis „Bottom-Up-Cracking“ unter Verwendung charakteristischer (RDO) und stündlicher Temperaturganglinien (IPCC Klimaszenarien A1B, A2 und B1); Darstellung von Mittelwerten und korrespondierenden Standardabweichungen für die in Tabelle 30 aufgeführten Städte je Temperaturzone für die Bauweise Tafel 1, Zeile 3 gemäß RStO 12, in den Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10.

(b) Berechnungsergebnisse Top-Down-Cracking

Tabelle 34: Schädigungssummen nach Miner der Asphaltdeckschicht für die Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10 für die Bauweise „Asphalttragschicht und Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Frostschutzschicht“ gemäß RStO 12 unter Berücksichtigung der Klimaszenarien A1B, A2 und B1 (IPCC, 2008)

Ort	Bk100			Bk32			Bk10		
	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1
Hamburg	1,18E-05	1,24E-04	1,28E-05	2,13E-06	1,62E-05	3,20E-06	7,71E-07	5,26E-06	1,23E-06
Braunschweig	9,42E-04	3,96E-03	7,04E-05	2,17E-04	6,56E-04	1,63E-05	8,00E-05	2,07E-04	6,46E-06
Koblenz	2,29E-04	2,98E-05	9,90E-05	3,54E-05	5,49E-06	2,14E-05	1,36E-05	2,03E-06	7,88E-06
Osnabrück	2,79E-04	2,77E-04	1,82E-04	6,16E-05	4,97E-05	4,96E-05	2,34E-05	1,59E-05	2,05E-05
Berlin	1,08E-04	1,14E-02	1,01E-04	2,30E-05	2,33E-03	2,70E-05	8,20E-06	7,32E-04	1,10E-05
Magdeburg	3,22E-04	1,38E-02	1,42E-04	6,65E-05	2,75E-03	3,14E-05	2,43E-05	8,62E-04	1,16E-05
Freiburg	1,52E-03	2,18E-04	1,28E-03	2,56E-04	3,52E-05	2,25E-04	8,74E-05	1,22E-05	9,02E-05
Karlsruhe	2,00E-04	5,61E-05	8,91E-05	3,83E-05	1,15E-05	2,03E-05	1,34E-05	4,10E-06	8,02E-06
Dresden	1,74E-03	2,08E-02	2,16E-03	3,55E-04	4,02E-03	5,88E-04	1,33E-04	1,27E-03	2,42E-04
München	2,52E-03	8,94E-04	8,78E-04	5,62E-04	1,75E-04	3,86E-04	2,08E-04	5,98E-05	7,97E-05
Bamberg	1,57E-03	2,24E-03	5,24E-04	3,11E-04	3,80E-04	1,29E-04	1,17E-04	1,22E-04	5,15E-05
Kassel	2,77E-03	8,74E-04	1,16E-03	5,87E-04	1,51E-04	2,83E-04	2,18E-04	4,93E-05	1,14E-04
Stuttgart	8,85E-04	1,56E-03	5,90E-04	1,89E-04	2,96E-04	1,23E-04	7,31E-05	9,58E-05	4,86E-05
Aachen	1,82E-04	1,52E-04	1,23E-04	3,61E-05	2,21E-05	2,41E-05	1,42E-05	7,24E-06	9,28E-06
Bochum	1,51E-04	5,63E-05	4,36E-05	3,24E-05	1,31E-05	1,13E-05	1,26E-05	4,83E-06	4,66E-06
Saarbrücken	4,79E-05	5,81E-05	4,12E-05	9,04E-06	1,15E-05	7,88E-06	3,63E-06	3,98E-06	3,13E-06
Trier	8,99E-05	3,93E-05	1,57E-04	1,22E-05	7,33E-06	3,13E-05	4,61E-06	2,51E-06	1,25E-05
Wien	4,69E-04	4,04E-04	6,86E-05	9,59E-05	7,85E-05	1,59E-05	3,62E-05	2,68E-05	6,49E-06
Salzburg	9,04E-03	5,96E-03	3,17E-03	1,72E-03	1,04E-03	6,20E-04	6,34E-04	3,47E-04	2,35E-04
Graz	2,19E-04	8,36E-04	5,17E-04	5,08E-05	1,58E-04	1,07E-04	1,99E-05	5,42E-05	4,16E-05
Innsbruck	4,42E-02	2,51E-02	1,35E-02	9,16E-03	4,94E-03	2,76E-03	3,40E-03	1,67E-03	1,06E-03

Tabelle 35: Schädigungssummen nach Miner der Asphaltdeckschicht für die Belastungsklassen Bk100, Bk32 und Bk10 für die Bauweise „Asphalttragschicht und Schottertragschicht auf Frostschutzschicht“ gemäß RStO 12 unter Berücksichtigung der Klimaszenarien A1B, A2 und B1 (IPCC, 2008)

Ort	Bk100			Bk32			Bk10		
	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1
Hamburg	1,15E-05	1,22E-04	1,25E-05	2,08E-06	1,59E-05	3,11E-06	7,49E-07	5,11E-06	1,19E-06
Braunschweig	9,13E-04	3,86E-03	6,86E-05	2,09E-04	6,40E-04	1,58E-05	7,71E-05	2,02E-04	6,27E-06
Koblenz	2,24E-04	2,90E-05	9,56E-05	3,44E-05	5,32E-06	2,06E-05	1,31E-05	1,96E-06	7,60E-06
Osnabrück	2,72E-04	2,73E-04	1,74E-04	5,97E-05	4,89E-05	4,74E-05	2,26E-05	1,57E-05	1,96E-05
Berlin	1,06E-04	1,11E-02	9,80E-05	2,25E-05	2,26E-03	2,61E-05	8,04E-06	7,14E-04	1,06E-05
Magdeburg	3,14E-04	1,35E-02	1,37E-04	6,46E-05	2,69E-03	3,01E-05	2,36E-05	8,47E-04	1,11E-05
Freiburg	1,48E-03	2,13E-04	1,26E-03	2,47E-04	3,43E-05	2,21E-04	8,42E-05	1,19E-05	8,82E-05
Karlsruhe	1,93E-04	5,50E-05	8,64E-05	3,68E-05	1,13E-05	1,97E-05	1,30E-05	4,06E-06	7,75E-06
Dresden	1,69E-03	2,01E-02	2,04E-03	3,45E-04	3,87E-03	5,53E-04	1,29E-04	1,23E-03	2,29E-04
München	2,42E-03	8,63E-04	8,44E-04	5,37E-04	1,68E-04	1,92E-04	2,00E-04	5,75E-05	7,56E-05
Bamberg	1,53E-03	2,16E-03	5,07E-04	3,01E-04	3,64E-04	1,23E-04	1,14E-04	1,17E-04	4,93E-05
Kassel	2,68E-03	8,52E-04	1,11E-03	5,64E-04	1,47E-04	2,70E-04	2,09E-04	4,81E-05	1,09E-04
Stuttgart	8,54E-04	1,50E-03	5,68E-04	1,81E-04	2,83E-04	1,18E-04	6,99E-05	9,20E-05	4,63E-05
Aachen	1,76E-04	1,49E-04	1,20E-04	3,49E-05	2,17E-05	2,36E-05	1,36E-05	7,13E-06	9,09E-06
Bochum	1,47E-04	5,51E-05	5,51E-05	3,12E-05	1,28E-05	1,09E-05	1,20E-05	4,73E-06	4,50E-06
Saarbrücken	4,71E-05	5,68E-05	4,03E-05	8,89E-06	1,12E-05	7,68E-06	3,57E-06	3,88E-06	3,05E-06
Trier	8,75E-05	3,84E-05	1,53E-04	1,18E-05	7,15E-06	3,05E-05	4,40E-06	2,45E-06	1,22E-05
Wien	4,56E-04	3,91E-04	6,72E-05	9,34E-05	7,58E-05	1,55E-05	3,55E-05	2,60E-05	6,34E-06
Salzburg	8,75E-03	5,80E-03	3,09E-03	1,66E-03	1,01E-03	6,02E-04	6,16E-04	3,39E-04	2,28E-04
Graz	2,13E-04	8,13E-04	5,06E-04	4,93E-05	1,54E-04	1,05E-04	1,96E-05	5,30E-05	4,11E-05
Innsbruck	4,30E-02	2,43E-02	1,32E-02	8,92E-03	4,76E-03	2,70E-03	3,35E-03	1,63E-03	1,04E-03

(c) Abweichungen unterschiedlicher Mehrschichtenprogramme

Tabelle 36: Prozentuale Abweichungen unterschiedlicher Mehrschichtenprogramme gegenüber der Referenz BISAR in den angegebenen Temperaturklassen bei Betrachtung von Szenario ② in der Belastungsklasse Bk100 gemäß Tafel 1, Zeile 1, RStO 12

Punkt	T [°C]	KENLAYER / BISAR		LEAP / BISAR		ISBS / BISAR	
		Spannung σ_{xx} [%]	Dehnung ϵ_{xx} [%]	Spannung σ_{xx} [%]	Dehnung ϵ_{xx} [%]	Spannung σ_{xx} [%]	Dehnung ϵ_{xx} [%]
P1	-12,5	-0,11%	-0,28%	-3,47%	-1,12%	-0,01%	-0,01%
P2	-12,5	-0,11%	-0,05%	-2,78%	-3,58%	0,01%	-0,01%
P3	-12,5	0,05%	2,44%	-4,61%	-33,60%	0,01%	0,02%
P4	-12,5	-0,06%	2,44%	-3,39%	-33,57%	0,00%	0,07%
P5	-12,5	0,03%	0,05%	-3,65%	-3,59%	0,06%	0,08%
P1	-2,5	-0,11%	-0,28%	-3,88%	-1,11%	0,02%	0,00%
P2	-2,5	-0,17%	-0,11%	-2,95%	-3,78%	-0,02%	-0,01%
P3	-2,5	-0,01%	3,06%	-5,11%	-55,07%	-0,01%	-0,16%
P4	-2,5	-0,12%	3,00%	-3,59%	-55,07%	-0,01%	-0,16%
P5	-2,5	0,01%	0,00%	-3,85%	-3,82%	0,09%	0,08%
P1	7,5	-0,18%	-0,30%	-4,49%	-1,06%	0,01%	0,00%
P2	7,5	-0,21%	-0,16%	-2,97%	-3,84%	0,01%	0,02%
P3	7,5	-0,05%	7,78%	-5,35%	-143,56%	0,06%	2,14%
P4	7,5	-0,14%	7,66%	-3,60%	-143,57%	0,04%	2,15%
P5	7,5	-0,06%	-0,05%	-3,91%	-3,87%	0,11%	0,12%
P1	17,5	-0,32%	-0,33%	-4,59%	-0,87%	-0,01%	0,00%
P2	17,5	-0,31%	-0,32%	-2,51%	-3,30%	0,00%	-0,04%
P3	17,5	-0,28%	-0,95%	-4,83%	55,80%	-0,01%	0,01%
P4	17,5	-0,31%	-0,88%	-3,08%	55,80%	-0,01%	0,01%
P5	17,5	-0,23%	-0,21%	-3,33%	-3,31%	0,07%	0,07%
P1	27,5	-0,85%	-0,36%	-60,09%	-0,64%	-0,20%	-0,01%
P2	27,5	-0,34%	-0,35%	-1,95%	-2,57%	0,00%	0,02%
P3	27,5	-0,33%	0,43%	-3,26%	442,77%	0,01%	-0,20%
P4	27,5	-0,34%	1,06%	-2,31%	443,02%	0,00%	-0,15%
P5	27,5	-0,25%	-0,22%	-2,44%	-2,42%	0,09%	0,10%
P1	37,5	-0,36%	-0,34%	1,64%	-0,44%	-0,04%	0,01%
P2	37,5	-0,33%	-0,35%	-0,70%	-1,33%	0,01%	-0,01%
P3	37,5	-0,36%	-0,61%	-1,58%	-25,28%	0,00%	0,03%
P4	37,5	-0,35%	-0,67%	-1,27%	-25,29%	0,00%	0,02%
P5	37,5	-0,25%	-0,25%	-1,25%	-1,24%	0,10%	0,11%
P1	47,5	-0,32%	-0,33%	0,89%	-0,35%	0,01%	0,01%
P2	47,5	-0,33%	-0,34%	0,15%	0,01%	0,01%	-0,01%
P3	47,5	-0,34%	-1,01%	-0,15%	-7,74%	0,00%	-0,38%
P4	47,5	-0,35%	-1,09%	-0,15%	-7,74%	-0,01%	-0,38%
P5	47,5	-0,21%	-0,24%	0,04%	-0,01%	0,14%	0,11%

Tabelle 37: Prozentuale Abweichungen unterschiedlicher Mehrschichtenprogramme gegenüber der Referenz BISAR in den angegebenen Temperaturklassen bei Betrachtung von Szenario ② in der Belastungsklasse Bk10 gemäß Tafel 1, Zeile 1, RStO 12

Punkt	T [°C]	KENLAYER / BISAR		LEAP / BISAR		ISBS / BISAR	
		Spannung σ_{xx} [%]	Dehnung ϵ_{xx} [%]	Spannung σ_{xx} [%]	Dehnung ϵ_{xx} [%]	Spannung σ_{xx} [%]	Dehnung ϵ_{xx} [%]
P1	-12,5	-0,31%	-0,25%	-2,48%	-0,99%	0,00%	0,00%
P2	-12,5	-0,47%	-0,36%	-3,05%	-3,52%	-0,23%	-0,12%
P3	-12,5	-0,20%	-0,85%	-4,49%	46,61%	0,00%	0,00%
P4	-12,5	-0,20%	-0,85%	-3,17%	46,61%	0,00%	0,00%
P5	-12,5	-0,36%	0,00%	-3,24%	-3,04%	0,00%	0,00%
P1	-2,5	-0,18%	-0,20%	-2,14%	-0,81%	0,00%	0,00%
P2	-2,5	-0,24%	-0,42%	-2,64%	-3,15%	0,00%	-0,10%
P3	-2,5	-0,22%	-0,37%	-4,49%	21,11%	0,00%	0,00%
P4	-2,5	-0,42%	-0,37%	-2,95%	21,11%	0,00%	0,00%
P5	-2,5	-0,37%	0,00%	-2,93%	-2,54%	0,00%	0,00%
P1	7,5	-0,44%	-0,30%	-2,64%	-1,05%	0,00%	0,00%
P2	7,5	-0,25%	0,00%	-2,01%	-2,50%	0,00%	0,00%
P3	7,5	-0,24%	-0,40%	-3,66%	11,31%	0,00%	0,00%
P4	7,5	-0,22%	-0,40%	-2,20%	11,31%	0,00%	0,00%
P5	7,5	0,00%	0,00%	-1,90%	-2,01%	0,38%	0,00%
P1	17,5	-0,29%	0,00%	-1,71%	-0,91%	0,00%	0,00%
P2	17,5	-0,27%	0,00%	-1,07%	-1,12%	0,00%	0,00%
P3	17,5	-0,30%	0,00%	-2,07%	4,03%	0,00%	0,00%
P4	17,5	-0,24%	0,00%	-1,22%	4,03%	0,00%	0,00%
P5	17,5	0,00%	-0,45%	-0,84%	-1,34%	0,42%	0,00%
P1	27,5	-0,76%	0,00%	-2,29%	-0,52%	0,00%	0,00%
P2	27,5	-0,31%	0,00%	-0,62%	-0,40%	0,00%	0,00%
P3	27,5	-0,44%	0,00%	-0,66%	3,92%	0,00%	0,00%
P4	27,5	-0,20%	0,00%	-0,41%	3,92%	0,00%	0,00%
P5	27,5	-0,42%	-0,34%	-0,42%	-0,34%	0,00%	0,00%
P1	37,5	-0,43%	-0,47%	2,37%	-0,47%	0,00%	0,00%
P2	37,5	-0,39%	-0,52%	0,00%	-0,26%	0,00%	-0,26%
P3	37,5	-0,33%	-1,20%	0,00%	-2,41%	0,00%	-0,60%
P4	37,5	-0,33%	-1,20%	0,00%	-2,41%	0,00%	-0,60%
P5	37,5	-0,42%	-0,24%	0,00%	0,24%	0,00%	0,24%
P1	47,5	-0,31%	-0,32%	1,04%	-0,22%	0,00%	0,00%
P2	47,5	-0,53%	-0,30%	0,00%	0,30%	-0,53%	0,00%
P3	47,5	-0,46%	-0,89%	0,15%	2,68%	0,00%	0,00%
P4	47,5	-0,31%	-0,89%	0,15%	2,68%	0,00%	0,00%
P5	47,5	-0,44%	-0,15%	0,00%	0,30%	0,00%	0,15%

Verzeichnis der ISBS Schriftenreihe

- Heft 1: Gerd Steinhoff
Mischarbeit und Verarbeitbarkeit von Asphaltmörtel und Mastix in Abhängigkeit von der Füllstoffart; 1977
- Heft 2: Planung und Ausführung von Infrastrukturmaßnahmen in Ländern der Dritten Welt, Seminarbeiträge; 1978
- Heft 3: Peter Renken
Verdichtbarkeit von Asphaltbetongemischen und ihr Einfluß auf die Standfestigkeit; 1980
- Heft 4: Hans-Jürgen Collin
Determinanten des sonntäglichen Freizeitverkehrs für ausgesuchte Aktivitäten; 1980
- Heft 5: Freizeitverkehr - Forschungsstand und planerische Umsetzung
Seminarbeiträge; 1980
- Heft 6: Beiträge aus Wissenschaft und Praxis
Wilhelm Mecke zur Vollendung des 75. Lebensjahres; 1982
- Heft 7: Hans-Jörg Eulitz
Kälteverhalten von Walzasphalten - Prüftechnische Ansprache und Einfluß kompositioneller Merkmale; 1987
- Heft 8: Horst-Richard Milbradt
Einfluß der Einsatzbedingungen von Vibrationswalzen auf das Gebrauchsverhalten von Asphaltbetonen mit unterschiedlicher Verdichtbarkeit; 1988
- Heft 9: Peter Pohlmann
Simulation von Temperaturverteilungen und thermisch induzierten Zugspannungen in Asphaltstraßen; 1989
- Heft 10: Siegfried Dörschlag
Ermüdungsrechnungen für Asphaltbefestigungen unter Einwirkung mechanisch und thermisch induzierter Spannungen; 1989
- Heft 11: Manfred Hase
Zur Zugviskosität von Asphalten bei hohen und tiefen Temperaturen; 1991
- Heft 12: Beiträge aus Wissenschaft und Praxis
Wolfgang Arand anläßlich seiner Emeritierung; 1994
- Heft 13: Holger Lorenzl
Modell zur Ermittlung der Nutzungsdauer von Fahrbahnbefestigungen aus Asphalt in Abhängigkeit von der Bindemittelviskosität; 1996
- Heft 14: Karsten Rubach
Einfluß der Zusammensetzung von Asphaltbetonen auf deren Ermüdungsbeständigkeit unter Berücksichtigung kryogener Zugspannungen; 1996
- Heft 15: Stefan von der Decken
Triaxialversuch mit schwellendem Axial- und Radialdruck zur Untersuchung des Verformungswiderstandes von Asphalten; 1997
- Heft 16: Anja Sörensen
Zugviskosität von Asphalten mittels Retardationsversuchen unter Zugrundelegung rheologischer Modelle; 2000
- Heft 17: Christoph Dröge
Verwertung von Fräsasphalt in Deckschichten aus Asphaltbeton; 2001
- Heft 18: Peter Renken
Verdichtung von Walzasphalt im Laboratorium und im Feld; 2002

- Heft 19: Tobias Hagner
Untersuchung und Bewertung von bitumenhaltigen Bindemitteln für Asphalt mittels Dynamischem Scher-Rheometer; 2003
- Heft 20: Ulf Zander
Einfluß der Luftdruckschwankungen in Asphaltblasen auf den Verformungswiderstand frisch verlegter Asphaltbetondeckschichten; 2004
- Heft 21: Konrad Mollenhauer
Dimensionierungsrelevante Prognose des Ermüdungsverhaltens von Asphalt mittels einaxialer Zug-Schwellversuche; 2008
- Heft 22: Kerstin Schindler
Untersuchung des Verformungsverhaltens von Asphalt zur Bestimmung von Materialkennwerten für die Dimensionierung; 2008
- Heft 23: M. Wistuba, C. Monismith, H.U. Bahia, P. Renken, F. Olard, R. Blab, K. Mollenhauer, K. Metzker, S. Büchler, J. Grönniger, M. Zeng, K. Nam
Asphaltverhalten bei tiefen Temperaturen / Asphalt material behaviour at low temperatures, Festschrift zu Ehren des 80. Geburtstags von Professor Wolfgang Arand; 2009
- Heft 24: Stephan Büchler
Rheologisches Modell zur Beschreibung des Kälteverhaltens von Asphalten; 2010
- Heft 25: Alexander Ringleb und Benjamin Herzberg
Einfluss der Walzsektor-Verdichtung auf Ergebnisse des Triaxialen Druck-Schwellversuchs / Einfluss der Art der Asphaltmischgutherstellung von Asphalttragschichtmischgut mit Ausbauasphalt im Laboratorium auf Asphalteigenschaften; 2012
- Heft 26: Tobias Wermuth
Lebenskostenplanung für den Straßenoberbau mittels Markov-Prozess vor dem Hintergrund des Public Private Partnership; 2012
- Heft 27: Fabian Achilles
Zugabemittel bei der Wiederverwendung von Asphaltgranulat mit verhärteten Bindemitteln; 2012
- Heft 28: Axel Walther
Rechnerische Dimensionierung von Asphaltstraßen unter Berücksichtigung stündlicher Beanspruchungszustände; 2014